

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES PELO MÉTODO DE SARMA

JOANA FILIPA CRUZ MAGALHÃES DE OLIVEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Mota Couto Marques

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,

*« Learn from yesterday,
live for today,
hope for tomorrow.
The important thing is
not to stop questioning. »*

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Muitos foram os contributos diretos e indiretos de várias pessoas que possibilitaram a realização do presente estudo. Assim, não posso deixar de agradecer a ajuda recebida por parte de alguns familiares, e amigos:

- Aos meus Pais, por todo o apoio demonstrado até agora, por todos os ensinamentos, por me terem proporcionado esta maravilhosa experiência que é ser estudante e por acreditarem em mim.
- À minha irmã, por ser a melhor irmã do Mundo.
- Ao Salvador, por toda a motivação, apoio, carinho e paciência.
- Um agradecimento especial ao impulsionador desta dissertação, Professor Doutor José Couto Marques. Sem o seu apoio, disponibilidade, dedicação e incentivo a realização deste trabalho não teria sido possível.
- Aos meus amigos “09”, por me terem proporcionado 5 anos repletos de boas recordações, que guardarei para sempre comigo.
- Ao André Mota, pela amizade que marcou certamente o meu percurso académico.
- À Carolina, à Luísa e ao Martim, pela preocupação, afeto e companhia demonstrados ao longo dos últimos anos.
- A toda a minha família, um enorme Obrigada.
- À *Clover Technology*, pois a sua colaboração foi também imprescindível na realização do presente estudo, uma vez que disponibilizou uma licença temporária da versão mais recente do *software GALENA*.
- Aos Excelentíssimos Professores que me incutiram o gosto pela área da Geotecnia: Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes; Professor Doutor António Viana da Fonseca; Professor Doutor Pedro Alves Costa; Professor Doutor António Topa Gomes e Professor Doutor Rui Calçada, um muito Obrigado.

RESUMO

A temática da análise de estabilidade de taludes tem vindo a ser cada vez mais desenvolvida pela Engenharia Geotécnica ao longo dos anos. A relevância do seu estudo justifica-se face às graves consequências que advêm do escorregamento de terras, envolvendo a destruição de dezenas de habitações e a perda de vidas humanas. Não existe ainda uma solução geral e definitiva para este problema, no entanto, o seu estudo é essencial para que possam ser definidas medidas corretivas ou estabilizadoras a adotar no caso de rotura potencial ou real. Neste contexto, a investigação deve ser confiável e aprofundada, pois dela dependerá a escolha correta da estratégia de análise de estabilidade a ser empregue e das medidas de correção adequadas a ser adotadas.

Os principais objetivos deste trabalho são a compreensão dos princípios do método de Sarma e posteriormente a comparação, através do recurso a programas comerciais, de valores resultantes desta metodologia de análise de estabilidade.

Primeiramente, faz-se uma breve exposição dos conceitos gerais envolvidos neste tema e descrevem-se sucintamente os métodos de análise de equilíbrio limite mais utilizados pela Engenharia Geotécnica.

Numa segunda fase, procede-se à explicação detalhada do Método de Sarma e das hipóteses a ele associadas. Por forma a ter uma melhor perceção do método e também do pensamento implícito nos programas comerciais utilizados, foi desenvolvida uma pequena rotina deste método em linguagem Fortran, e incorporou-se a mesma no programa TALUDES, dando continuidade à linha de trabalho que tem vindo a ser desenvolvido ao longo dos últimos anos no âmbito de várias dissertações em Geotecnia. Posteriormente foi desenvolvida uma segunda programação SARMA para possibilitar o estudo de casos mais complexos no que toca à geometria irregular das fatias e às suas propriedades resistentes, justificativos da utilização da segunda formulação do Método de Sarma.

Por último, analisam-se alguns exemplos práticos de aplicação e comparam-se os resultados obtidos utilizando os programas Slope, Galena e, em alguns casos, TALUDES.

PALAVRAS-CHAVE: estabilidade de taludes, medidas estabilizadoras, equilíbrio limite, método de Sarma, programas de análise.

ABSTRACT

The topic of slope stability analysis has been increasingly developed in the framework of Geotechnical Engineering over the years. The relevance of this study can be justified based on the destruction of dozens of homes and loss of human lives caused by slope instability phenomena. There is not yet a general and complete solution for this problem, however, its study is essential for defining corrective or stabilizing measures to be adopted in case of potential or real rupture. In this context, the research should be reliable and thorough, because the correct choice of the stability analysis strategy to be employed and the appropriate corrective measures to be adopted will depend on it.

The main objectives of this work are to understand the principles of Sarma's method and subsequently, to compare the values resulting from this stability analysis methodology, with recourse to commercial software.

First, a brief description is made of the general concepts involved in this theme and a succinct description is provided of the limit equilibrium methods of analysis most used in Geotechnical Engineering.

In a second stage, Sarma's method and its assumptions are minutely explained. For a better understanding of the method and the reasoning implicit in the commercial programs used, a small routine was developed in the Fortran language and incorporated in Taludes, continuing the line of work that has been developed over the past few years in several dissertations in Geotechnics. Afterwards, a second programming has been developed, SARMA, in order to provide the opportunity to study more complex cases regarding the slice's irregular geometry and its resistant properties, which justify the use of the second Sarma's method formulation.

Finally, some practical examples are analyzed and the results obtained using Slope, Galena and, in some cases, TALUDES, are compared.

KEYWORDS: slope stability, stabilization measures, limit equilibrium, Sarma Method, analysis programs.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS	1
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	3
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA.....	3
2.1.1. TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA	3
2.1.1.1. Classificação dos movimentos de massa quanto às suas características de movimento, material e geometria.....	4
2.1.1.2. Classificação dos movimentos de massa quanto à sua velocidade	5
2.1.1.3. Classificação dos movimentos de massa quanto à sua profundidade	5
2.1.2. ESCORREGAMENTOS	5
2.1.2.1. Escorregamentos translacionais	6
2.1.2.2. Escorregamentos rotacionais	7
2.1.2.3. Escorregamentos em cunha.....	8
2.1.3. PRINCIPAIS CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS	8
2.1.4. A INFLUÊNCIA DA PRECIPITAÇÃO NA OCORRÊNCIA DE ESCORREGAMENTOS	9
2.1.5. A INFLUÊNCIA DA AÇÃO DO HOMEM.....	10
2.1.6. RESISTÊNCIA AO CORTE DOS SOLOS.....	11

2.1.6.1. Modelos de comportamento dos materiais	11
2.1.6.2. Critérios de Rotura	12

3. METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES 15

3.1. MÉTODO DAS FATIAS 15

3.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE 17

3.2.1. GENERALIDADES SOBRE OS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE 17

3.2.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE QUE ADMITEM SUPERFÍCIES DE ROTURA CIRCULARES 18

3.2.2.1. Método de Fellenius..... 18

3.2.2.2. Método de Bishop Simplificado 19

3.2.2.3. Método de Spencer..... 19

3.2.3. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE QUE ADMITEM SUPERFÍCIES DE ROTURA POLIGONAIS 21

3.2.3.1. Método de Janbu Simplificado..... 21

3.2.3.2. Método de Janbu Rigoroso..... 22

3.2.3.3. Método de Morgenstern e Price 24

3.2.3.4. Método de Correia 26

3.2.3.5. Método de Sarma 29

3.2.4. COMPARAÇÃO ENTRE AS METODOLOGIAS EXPOSTAS 30

3.2.5. LIMITAÇÕES DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE 30

3.3. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES 31

3.4. O MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON 32

4. ESTUDO DETALHADO DO MÉTODO DE SARMA 35

4.1. PRIMEIRA FORMULAÇÃO DO MÉTODO DE SARMA (1973) – FATIAS VERTICAIS..... 35

4.2. SEGUNDA FORMULAÇÃO DO MÉTODO DE SARMA (1979) – FATIAS INCLINADAS	41
4.3. PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE O MÉTODO DE SARMA E OS RESTANTES MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	44
4.4. ALGORITMO IMPLEMENTADO NO PROGRAMA TALUDES	44
4.4.1. DETERMINAÇÃO DE FS E KH	45
4.4.2. MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON NO CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA PELO MÉTODO DE SARMA	45
4.5. DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA DE IMPULSO	46
4.5.1. CONSIDERAÇÕES EFETUADAS NA DETERMINAÇÃO DO PONTO DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS N_i	48
4.5.2. LINHAS DE IMPULSO ANALISADAS	51
 5. CASOS DE ESTUDO E ANÁLISE DE RESULTADOS	 53
5.1. GENERALIDADES	53
5.1.1. INTRODUÇÃO DE DADOS NO SOFTWARE <i>GALENA</i>	54
5.2. CASOS DE ESTUDO	54
5.2.1. CASO DE ESTUDO 1	54
Solução analítica obtida para o Caso de Estudo 1	55
Soluções obtidas através de programas comerciais para o Caso de Estudo 1	62
Comparação dos valores de FS e K_c obtidos no Caso de Estudo 1	63
Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 1	63
5.2.2. CASO DE ESTUDO 2	65
Solução analítica obtida por Jianping Sun et al. (2011) para o Caso de Estudo 2	67
Soluções obtidas através de programas comerciais para o Caso de Estudo 2	67
Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 2	68
Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 2	68
5.2.3. CASO DE ESTUDO 3	71

Solução analítica obtida por Jianping Sun et al. (2011) para o Caso de Estudo 3	73
Soluções obtidas através de programas para o Caso de Estudo 3	73
Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 3.....	73
Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 3	74
5.2.4. CASO DE ESTUDO 4	77
Solução obtida através de programas comerciais para o Caso de Estudo 4	77
Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 4.....	78
Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 4	79
5.2.5. CASO DE ESTUDO 5	81
Solução obtida através de programas comerciais para o Caso de Estudo 5	81
Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 5.....	82
Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 5	83

6. TRABALHOS FUTUROS E CONSIDERAÇÕES FINAIS 85

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 87

ANEXOS 91

Anexo A – Valores do parâmetro m_i para rochas intactas (Hoek e Marinos 2000).	92
Anexo B – Índice GSI para maciços articulados (Hoek e Marinos 2000).	93
Anexo C – Programa SARMA desenvolvido no âmbito da dissertação.....	94
Anexo D – Rotina “IMPULS” incorporada no programa SARMA.	100
Anexo E – Resultados obtidos pelo <i>software</i> GALENA – Caso de Estudo 1.	102
Anexo F – Resultados obtidos pelo <i>software</i> GALENA – Caso de Estudo 2.....	103
Anexo G – Dados correspondentes ao Caso de Estudo 3 (Hoek, 1987).....	104
Anexo H – Resultados obtidos pelo <i>software</i> GALENA – Caso de Estudo 3	105

Anexo I – Resultados obtidos pelo software GALENA – Caso de Estudo 4	106
Anexo J – Resultados obtidos pelo software GALENA – Caso de Estudo 5.....	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Esquematização dos tipos de escorregamento referidos (Gerscovich, 2009).	6
Fig. 2.2 - Escorregamento translacional - Praia do Bananal, Ilha Grande, 2010. (Felipe Dana, 2010)..	6
Fig. 2.3 - Escorregamento rotacional - Oso, Washington, 2014. (Marcus Yam, The Seattle Times)	7
Fig. 2.4 - Escorregamento rotacional - La Conchita, California, 1995. (Geology of National Parks Photograph)	7
Fig. 2.5 - Deslizamento em cunha na EN222 (Vitor Mesquita 2013).	8
Fig. 2.6 - Alguns modelos de comportamento utilizados em Mecânica dos Solos.	12
Fig. 2.7 - Critério de rotura de Mohr Coulomb.	13
Fig. 3.1 – Forças atuantes em cada fatia genérica considerada no Método das Fatias.	16
Fig. 3.2 – Massa deslizante com superfície de rotura circular.	16
Fig. 3.3 - Forças atuantes em cada fatia consideradas no Método de Fellenius.	18
Fig. 3.4 - Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Bishop Simplificado. .	19
Fig. 3.5 - Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Spencer.	20
Fig. 3.6 - Determinação dos Fatores de Segurança pelo Método de Spencer.	21
Fig. 3.7 - Forças aplicadas a uma fatia de solo consideradas no Método de Janbu.	22
Fig. 3.8 - Forças atuantes numa fatia genérica de solo consideradas no Método de Janbu.	23
Fig. 3.9 - Superfície de rotura associada ao Método de Janbu.	23
Fig. 3.10 - Forças aplicadas numa fatia genérica consideradas no Método de Morgenstern e Price. .	25
Fig. 3.11 - Forças aplicadas numa fatia genérica pelo Método de Correia.	27
Fig. 3.12 - Forças atuantes numa fatia genérica consideradas pelo Método de Sarma.	29
Fig. 4.1 - Massa deslizante e forças aplicadas numa fatia vertical genérica (Sarma, 1973).	36
Fig. 4.2 - Esquematização das considerações efetuadas para proceder ao cálculo do equilíbrio de momentos pelo Método de Sarma.	39
Fig. 4.3 - Forças atuantes em fatias inclinadas individuais consideradas no método de Sarma.	41
Fig. 4.4 - Coordenadas dos cantos constituintes de uma fatia inclinadas individual genérica consideradas na formulação do método de Sarma.	44
Fig. 4.5- Forças nas extremidades da primeira e última fatia pelo Método de Sarma.	47
Fig. 4.6 - Forças numa fatia genérica e pontos de aplicação associados.	48
Fig. 4.7 - Divisão em blocos de uma massa deslizante genérica e distâncias l_i associadas à posição da força N_i – critério 1.	49
Fig. 4.8 - Bloco genérico e distância l_i associadas à posição da força N_i – critério 2.	50
Fig. 4.9 – Força Z_{i+1} e respetivo ponto de aplicação.	51

Fig. 5.1 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 1.	55
Fig. 5.2 - Divisão em blocos da massa deslizante e ângulos α_i e δ_i do Caso de Estudo 1.....	56
Fig. 5.3 - Forças atuantes e ângulos α_1 e δ_1 associados ao bloco 1 do Caso de Estudo 1.....	56
Fig. 5.4 - Forças atuantes e ângulos α_2 e δ_2 associados ao bloco 2 do Caso de Estudo 1.....	59
Fig. 5.5 - Linhas de impulso obtidas adotando o critério 1.	64
Fig. 5.6 - Linhas de impulso obtidas adotando o critério 2.	64
Fig. 5.7 - Linhas de impulso obtidas adotando o critério 3.	65
Fig. 5.8 - Talude rochoso referente ao Exemplo 2 (Hoek, 1983).	66
Fig. 5.9 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 2.	67
Fig. 5.10 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 2 adotando o critério 1.....	69
Fig. 5.11 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 2 adotando o critério 2.....	70
Fig. 5.12 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 2 adotando o critério 3.....	70
Fig. 5.13 - Exemplificação do aparecimento de fendas de tração em taludes.	71
Fig. 5.14 - Esquematização da mina a céu aberto do Caso de Estudo 3.....	72
Fig. 5.15 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 3.	73
Fig. 5.16 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 3 adotando o critério 1.....	75
Fig. 5.17 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 3 adotando o critério 2.....	75
Fig. 5.18 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 3 adotando o critério 3.....	76
Fig. 5.19 - Resultados obtidos para o Caso de Estudo 3 a partir do programa SARMA.	76
Fig. 5.20 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 4.	77
Fig. 5.21 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 4 adotando o critério 1.....	79
Fig. 5.22 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 4 adotando o critério 2.....	80
Fig. 5.23 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 4 adotando o critério 3.....	80
Fig. 5.24 - Geometria do talude analisado no Exemplo 5.....	82
Fig. 5.25 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 5.....	83

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classificação de Varnes (1978).	4
Quadro 2.2 - Características dos 4 principais grupos de processos de escorregamento (Augusto Filho, 1992).	4
Quadro 2.3 - Classificação de Varnes (1978) dos movimentos de massa quanto à velocidade.	5
Quadro 2.4 - Classificação dos movimentos de massa quanto à profundidade.	5
Quadro 2.5 - Principais causas de instabilidade de taludes (Varnes, 1978).	9
Quadro 3.1 - Número de equações e incógnitas associadas ao método das fatias.	17
Quadro 3.2 – Considerações admitidas no Método de Morgenstern e Price.	24
Quadro 3.3 - Comparação entre os métodos de análise de estabilidade de taludes referidos.	30
Quadro 4.1 - Incógnitas e equações associadas ao método de Sarma.	35
Quadro 5.1 – Propriedades resistentes consideradas no Caso de Estudo 1.	54
Quadro 5.2 - Coordenadas do talude e da superfície de deslizamento associadas ao Caso de Estudo 1.	54
Quadro 5.3 - Propriedades resistentes associadas aos blocos 1 e 2 da massa deslizante do Caso de Estudo 1.	56
Quadro 5.4 - Valores das variáveis α_1 , α_2 , δ_1 e δ_2 a considerar no Caso de Estudo 1.	61
Quadro 5.5 - Valores da área e peso de cada bloco do talude avaliado no Caso de Estudo 1.	61
Quadro 5.6 - Valores de FS e de k correspondentes através de um processo iterativo.	62
Quadro 5.7 - Comparação dos valores de FS e Kc obtidos no Caso de Estudo 1.	63
Quadro 5.8 - Coordenadas e propriedades resistentes do talude analisado no Caso de Estudo 2.	66
Quadro 5.9 - Propriedades de cada bloco constituinte do talude avaliado no Caso de Estudo 2 (Hoek, 1983).	66
Quadro 5.10 - Parâmetros resistentes associados ao Material 1.	67
Quadro 5.11 - Parâmetros resistentes associados ao Material 2.	67
Quadro 5.12 - Comparação dos valores de FS e Kc obtidos no Caso de Estudo 2.	68
Quadro 5.13 – Coordenadas relevantes e parâmetros de resistência associados ao Caso de Estudo 3.	71
Quadro 5.14 - Propriedades resistentes de cada bloco constituinte da massa deslizante do Caso de Estudo 3.	72
Quadro 5.15 - Comparação entre os valores obtidos de FS e Kc no Exemplo 4.	74
Quadro 5.16 - Propriedades resistentes e coordenadas adotadas no Caso de Estudo 4.	77
Quadro 5.17 - Valores de FS e Kc obtidos pelo programa comercial SLOPE/W.	78

Quadro 5.18 - Comparação dos valores de FS e Kc obtidos para o Caso de Estudo 4.	79
Quadro 5.19 - Propriedades resistentes e principais coordenadas consideradas no Caso de Estudo 5.....	81
Quadro 5.20 - Parâmetros resistentes adotados para os blocos constituintes do talude analisado no Caso de Estudo 5.....	81
Quadro 5.21 - Comparação entre os valores obtidos de FS e Kc no Caso de Estudo 4.	82

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

c' - coesão [kPa];

E – força de interação normal aplicada na interface entre fatias [kN/m];

$f(x)$ – função representativa das forças de interação;

f_0 – fator corretivo [m];

h - altura da fatia [m];

k_c – aceleração crítica de Sarma;

k_h – coeficiente sísmico horizontal;

l_i – largura da base da fatia [m];

$M_{\text{estabilizador}}$ – momento gerado pelas forças estabilizadoras em relação ao centro da superfície de deslizamento [kN.m];

$M_{\text{instabilizador}}$ – momento gerado pelas forças estabilizadoras em relação ao centro da superfície de deslizamento [kN.m];

N'_i – resultante das tensões efetivas normais à base da fatia;

N_i – resultante das tensões normais à base da fatia;

Q_i – resultante das forças de interação atuantes na fatia [kN/m];

R – raio da circunferência [m];

T – tensões de corte mobilizadas na base das fatias [kN/m];

T_i – resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia;

u – pressão intersticial [kN/m];

U_i – resultante da pressão da água nos poros na base da fatia [kN/m];

W_i – peso próprio da fatia [kN];

X – força tangencial aplicada na interface entre fatias [kN/m];

x_B, y_B – coordenadas dos pontos que definem a superfície de deslizamento do talude[m];

$X_{\text{máx}}$ – força tangencial máxima na interface entre fatias [kN/m];

x_T, y_T – coordenadas dos pontos que definem a superfície do talude[m];

x_W, y_W – coordenadas dos pontos que definem o nível freático ao longo da massa deslizante considerada [m];

$y(x)$ – função característica da superfície;

$y'(x)$ – função característica da linha de pressão ou linha de impulsos;

MEF – Método dos Elementos Finitos.

FS – Fator de Segurança

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Fig. – Figura

α_i – inclinação da base de uma fatia [$^\circ$];

γ – peso volúmico do solo [kN/m³];

γ_w – peso volúmico da água [kN/m³];

Δf – variação da força de interação;

ΔE – variação da força normal na interface entre fatias;

ΔX – variação da força tangencial ou de corte na interface entre fatias;

θ_i – inclinação da resultante das forças de interação [$^\circ$];

λ – fator adimensional de escala;

ξ – coordenada horizontal adimensional das funções de interação de forças;

σ_n – tensão normal aplicada na base da fatia [kPa];

τ_f – resistência mobilizável [kN/m];

τ_{mob} – resistência mobilizada [kN/m];

τ_r – resistência ao corte do solo [kN/m];

ϕ' – ângulo de atrito do solo [$^\circ$];

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

Ao longo da história da humanidade foram várias as alterações demográficas verificadas. No século XX, o desenvolvimento tecnológico, científico e industrial gerou uma explosão demográfica. O crescimento populacional conduziu naturalmente a um aumento progressivo e muito significativo do território ocupado, sendo necessária a criação de novas infra-estruturas (habitacionais e de vias de comunicação). Essas estruturas, no caso de rotura, podem colocar em risco não só a segurança dos bens materiais mas também vidas humanas, motivo pelo qual se deve avaliar a aptidão dos espaços selecionados para construção. Para tal, recorrer-se a uma caracterização geológica e geotécnica em diferentes pontos dos locais em estudo. Quando a estabilidade dos locais não é conhecida na totalidade, podem ocorrer catástrofes de grandes dimensões. Quando os fenómenos de deslizamento de terras ocorrem em áreas ocupadas pelo homem, as consequências podem ser desastrosas, resultando em mortes e grandes perdas materiais. Desta forma, a análise da estabilidade de taludes representa um assunto de extrema importância no âmbito da Engenharia Geotécnica.

Ao longo dos anos foram sendo realizados estudos diversos visando a criação de métodos capazes de avaliar a estabilidade de taludes. No geral, esses métodos baseiam-se na teoria do equilíbrio limite. Consideram que para se avaliar a estabilidade de uma massa ativa de solo, se deve arbitrar uma superfície potencial de rotura e calcular o equilíbrio através das equações da estática. Uma vez que o problema é estaticamente indeterminado, adotam-se hipóteses para se encontrar uma solução possível. Os métodos de equilíbrio limite desenvolvidos ainda hoje são correntemente utilizados e primam pela sua simplicidade e qualidade de resultados.

Mais recentemente, surgiram programas computacionais onde foram incorporados os métodos de equilíbrio limite formulados, passando a dispor-se da capacidade de efetuar análises mais detalhadas e sofisticadas relativamente à estratigrafia e geometria dos taludes.

Existe ainda uma outra abordagem de cálculo que sugere que os estudos de estabilidade sejam baseados em análises tensão-deformação, apoiando-se no método dos elementos finitos. Esta metodologia apresenta a vantagem de permitir a especificação da lei de comportamento dos materiais, proporcionando assim um estudo mais realista, porém, exige a introdução de um número de dados significativo, muitas vezes de difícil obtenção.

No âmbito da dissertação em Geotecnia do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, foi desenvolvido um programa de cálculo de estabilidade de taludes em linguagem Fortran, designado por TALUDES, onde se implementaram nos últimos anos os seguintes métodos: método de Bishop (1955); método Morgenstern-Price (1965); método de Correia (1988); método de Spencer (1967); método de Janbu (1954) e Método de Equilíbrio Limite Geral.

Com o presente trabalho, o autor pretende incorporar no programa TALUDES um novo método: o Método de Sarma (1973). Para que tal seja possível, vão discutir-se as hipóteses que este método apresenta, bem como a sua aplicabilidade, vantagens e limitações da sua utilização. Pretendeu-se de igual forma avaliar a posição da linha de impulso, uma vez que este se mostrou ser um conteúdo alvo de alguma desvalorização na maioria dos estudos efetuados neste contexto da estabilidade de taludes.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Por facilidade de abordagem, optou-se por estruturar o presente documento em seis capítulos. A sua organização respeita uma lógica sequencial onde primeiramente se faz referência à importância do tema e se definem os objetivos de investigação. De seguida apresenta-se a metodologia e discutem-se os principais aspetos decorrentes da mesma. Analisam-se os resultados alcançados e, por último formula-se uma conclusão onde se resumem as ilações mais importantes do estudo em causa.

Vejamos então de uma forma mais detalhada quais as temáticas abordadas em cada um destes capítulos.

Após a introdução, no capítulo relativo à análise de estabilidade de taludes, procurando clarificar o leitor relativamente às matérias em causa, o autor começa por uma breve descrição dos conceitos gerais em volta da temática da estabilidade de taludes, tais como a classificação e tipologia dos movimentos de massa; modelos de comportamento dos materiais e critérios de rotura dos materiais a utilizar numa fase posterior.

No que respeita às metodologias de análise de estabilidade de taludes, procura-se expor numa fase inicial, o método das fatias, uma vez que este serve de base às diversas metodologias expostas. Faz-se uma breve abordagem dos métodos de Equilíbrio Limite, fazendo referência às vantagens e limitações respetivas. Segue-se uma exposição dos métodos de cálculo baseados na teoria de equilíbrio limite incorporados no programa e sua comparação.

Posteriormente dedica-se um capítulo à metodologia principal da dissertação – o método de Sarma e, de uma forma mais rigorosa descrevem-se os seus pressupostos e algoritmos implementados no programa TALUDES e no programa SARMA.

Por fim, são apresentados casos de estudo contendo materiais com diferentes propriedades resistentes e disposições e também com geometria do talude distinta. Esses exemplos práticos foram objeto de análise nos programas comerciais *SLOPE/W* da *GeoSlope* e *GALENA* da *Clover Technology* e nas programações desenvolvidas no contexto da presente dissertação TALUDES e SARMA, por forma a serem retiradas conclusões fundamentadas relativas aos méritos do método em causa.

Através do estudo realizado, o autor ambiciona dar um contributo, ainda que modesto, no desenvolvimento das metodologias de análise de estabilidade de taludes, imprescindíveis no contexto da engenharia geotécnica.

2

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

As análises de estabilidade de taludes têm como principal objetivo avaliar a resistência máxima, ou seja, o aumento de solicitação que o talude suporta antes de se transformar em mecanismo. Complementarmente estas análises vão permitir concluir acerca da necessidade de implementação de medidas de estabilização.

Os taludes podem ser naturais ou artificiais, procurando-se em ambos os casos evitar a ocorrência de colapso. Porém, problemas relacionados com a estabilidade de taludes naturais são dos mais complexos abordados pela Mecânica dos Solos, pois envolvem de maciços de muito grandes dimensões, podendo incluir solos muito distintos apresentando características bastantes variáveis de zona para zona (Matos Fernandes, 2011). Embora existam na natureza com grau de estabilidade razoável, devem ser tidos em conta eventuais fatores de instabilização, de modo a prevenir a ocorrência de acidentes cujas consequências podem ser muito graves em termos humanos e materiais. De igual forma, no caso de os taludes resultarem de obras de aterro ou de escavação (como no caso das barragens de terra e obras viárias) deve adotar-se uma inclinação adequada que permita que o fator de segurança seja claramente superior a 1, atendendo a questões económicas e de segurança (João Silva, 2011).

2.1.1. TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

Os movimentos de massa evidenciam características bastante distintas entre si, motivo pelo qual existem diversas classificações baseadas na forma, velocidade e profundidade dos mesmos (Catarina Silva, 2010). Um dado talude poderá estar sujeito a esta ocorrência dependendo: da sua geometria; da existência ou não de vegetação; da posição do nível freático no terreno; das condições climáticas do local; da ocupação urbana do espaço em questão e também de condicionantes geológico-geotécnicas que possam existir. São várias as causas que podem estar na origem deste fenómeno, todas elas relacionadas ou com o aumento das solicitações atuantes ou com a diminuição da resistência do solo.

Entre as primeiras conta-se a ação sísmica e o incremento das ações verticais devido à introdução de sobrecargas em zonas elevadas dos taludes, em resultado, por exemplo, de construção desordenada (como ocorre nas favelas em muitas cidades brasileiras). Entre as segundas importa referir o efeito minorador das características de resistência do solo dos taludes causado pela elevação do nível freático ou pela ocorrência de longos períodos de intensa precipitação.

2.1.1.1. Classificação dos movimentos de massa quanto às suas características de movimento, material e geometria

Seguindo a *Classificação de Varnes* (1978), podemos agrupar os movimentos de massa da forma descrita no quadro 2.1, conforme a velocidade de movimentação e a forma de rotura evidenciadas.

Quadro 2.1 - Classificação de Varnes (1978).

Tipos de movimento		Tipo de Material
Quedas		Rocha
Tombamentos		Rocha (blocos)
Escorregamentos	Rotacional	Massas de solo ou rocha
	Translacional	
Expansões laterais		Rocha
Fluxos		Rocha ou solo
Complexos		Conjugação de vários tipos de movimento

Face às condições climáticas distintas, a bibliografia brasileira sugere uma classificação adaptada da autoria de Augusto Filho (1992):

Quadro 2.2 - Características dos 4 principais grupos de processos de escorregamento (Augusto Filho, 1992).

Processos	Características do movimento, material e geometria
Fluxo ou fluência	Vários planos de deslocamentos (internos) Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósito, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamentos	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidades de médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos a grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis Planares – solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares – solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha – solos e rochas com dois planos de fraqueza
Desprendimentos	Sem planos de deslocamento Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão Tombamento
Levadas	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

2.1.1.2. Classificação dos movimentos de massa quanto à sua velocidade

Os movimentos de massa podem designar-se por movimentos extremamente lentos a extremamente rápidos, consoante a velocidade com que ocorrem. Respeitando a escala de velocidades definida por Varnes (1978), considera-se a classificação apresentada no quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Classificação de Varnes (1978) dos movimentos de massa quanto à velocidade.

Definição	Velocidade
Extremamente rápido	> 3 m/s
Muito rápido	3 m/s a 0,3 m/s
Rápido	0,3 m/s a 1,6 m/dia
Moderado	1,6 m/dia a 1,6 m/mês
Lento	1,6 m/mês a 1,6 m/ano
Muito lento	1,6 m/ano a 0,06 m/ano
Extremamente lento	< 0,06 m/ano

2.1.1.3. Classificação dos movimentos de massa quanto à sua profundidade

O quadro 2.4 apresenta a classificação dos movimentos de massa quanto à profundidade.

Quadro 2.4 - Classificação dos movimentos de massa quanto à profundidade (Gerscovich, 2010).

Definição	Profundidade
Superficial	< 1,5 m
Raso	1,5 m a 5 m
Profundo	5 m a 20 m
Muito profundo	> 20 m

2.1.2. ESCORREGAMENTOS

Os movimentos a ter em consideração neste trabalho são os escorregamentos, caracterizados pela rapidez que evidenciam ao longo de superfícies bem definidas. São episódios de extrema importância, resultantes da atuação de processos geomorfológicos nas mais diversas escalas temporais causando, em geral, enormes prejuízos à sociedade (Nelson Fernandes et al., 2001). Este tipo de movimento ocorre quando a resistência mobilizável iguala a resistência mobilizada, fazendo com que o fator de segurança assumia um valor unitário. Isto é:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = 1 \quad (2.1)$$

Os escorregamentos podem estar relacionados com uma ampla variedade de processos resultantes de movimentos de rotação, translação ou da combinação de ambos. E, dependendo do processo que estiver na sua origem, podemos classificá-los como sendo (fig. 2.1):

- a) Escorregamentos translacionais (ou planares);
- b) Escorregamentos rotacionais (ou circulares);
- c) Escorregamentos em cunha.

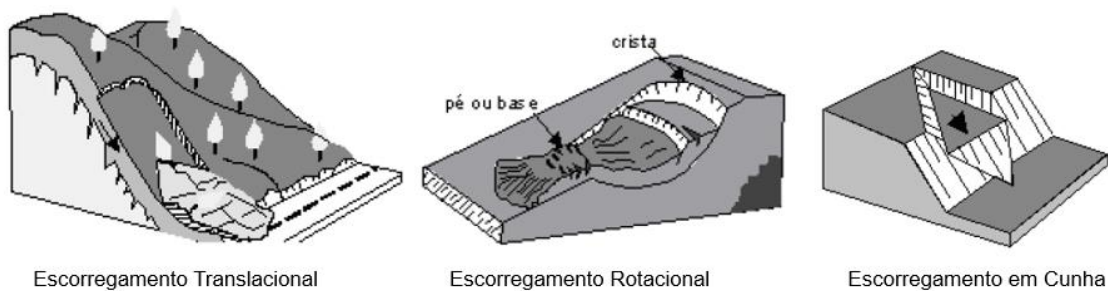


Figura 2.1 - Esquematisação dos tipos de escorregamento referidos (Gerscovich, 2009).

2.1.2.1. Escorregamentos translacionais

Nos escorregamentos translacionais, a superfície de rotura é plana e o sentido do movimento é paralelo ao plano de rotura. Normalmente, estes movimentos acontecem após períodos de chuvas intensas, em que a superfície das encostas é significativamente degradada, acabando por ocorrer a rotura num curto intervalo de tempo. A Figura 2.2 representa um episódio de escorregamento translacional, ocorrido em 2010 na Praia do Bananal (Brasil).



Figura 2.2 - Escorregamento translacional - Praia do Bananal, Ilha Grande, 2010. (Felipe Dana, 2010)

2.1.2.2. Escorregamentos rotacionais

Nos escorregamentos rotacionais observa-se uma superfície de rotura curva ao longo da qual se dá o deslizamento com rotação da massa de solo sobrejacente. Geralmente, a ação da chuva está na base destas ocorrências, uma vez que provoca a forte erosão da superfície, bem como a ação humana envolvida no corte de vegetação existente nos locais em questão. As figuras 2.3 e 2.4 ilustram dois casos de escorregamentos rotacionais ocorridos em 2014 e 1995, respectivamente.



Figura 2.3 - Escorregamento rotacional - Oso, Washington, 2014. (Marcus Yam, The Seattle Times)



Figura 2.4 - Escorregamento rotacional - La Conchita, California, 1995. (Geology of National Parks Photograph)

2.1.2.3. Escorregamentos em cunha

Os escorregamentos em cunha ocorrem quando duas linhas de rotura se encontram, de forma a que uma "fatia" de solo escorregue como um todo. A sua ocorrência é provável quando a superfície foi previamente escavada ou perfurada. A figura 2.5 é um exemplo de um deslizamento em cunha ocorrido na Estrada Nacional 222. A linha vermelha representa a interseção das duas descontinuidades segundo a qual ocorre o deslizamento (Vítor Mesquita, 2013).



Figura 2.5 - Deslizamento em cunha na EN222 (Vitor Mesquita 2013).

2.1.3. PRINCIPAIS CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS

Os acidentes geotécnicos envolvem uma variedade de processos e fatores que dispõem de possibilidades ilimitadas de classificação (Fábio de Souza, 2004). De uma forma geral, pode afirmar-se que a instabilidade de taludes estará sempre relacionada ou com aumento da solicitação atuante na massa considerada ou com a redução da resistência da mesma. É precisamente segundo este pensamento que Varnes (1978) sugere a divisão das causas principais dos escorregamentos apresentada no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 - Principais causas de instabilidade de taludes (Varnes, 1978).

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos/antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água da chuva, neve, granizo, etc. Acumulação natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terramotos, ondas, vulcões, etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos.
	Pressões laterais	Água em fendas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estrutura, etc.)	Características geomecânicas do material Tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo: redução da coesão, ângulo de atrito Variação das pressões intersticiais

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998), as principais causas geradoras de movimentos de massa estão relacionadas com:

- Características climáticas, destacando-se o regime pluviométrico;
- Características e distribuição dos materiais constituintes dos taludes;
- Características geomorfológicas, nomeadamente inclinação, amplitude e forma do perfil do talude;
- Regime de águas superficiais e subterrâneas;
- Características de uso e ocupação do local, bem como existência de cobertura vegetal
- Intervenção humana como execução de aterros e/ou escavações.

2.1.4. A INFLUÊNCIA DA PRECIPITAÇÃO NA OCORRÊNCIA DE ESCORREGAMENTOS

O fenômeno de erosão dos solos é alvo de vários estudos, no entanto, a sua previsão tanto no espaço como no tempo é dificilmente compreendida. A dificuldade em estimar a possibilidade de ocorrência de escorregamentos é devida à necessidade de analisar a interação entre inúmeros fatores. Um fator a ter em atenção é a ação das águas pluviais, visto que pode de facto desencadear escorregamentos em maciços de solos ou rochas. No entanto, este efeito deve aliar-se a propriedades intrínsecas ao maciço em questão, tais como: grau de alteração dos maciços rochosos; presença e orientação de descontinuidades; forma de relevo e características resistentes do maciço. Ou seja, a forma e intensidade com que as águas pluviais vão atuar vai depender das características geológicas e geomorfológicas dos taludes (Parizzi et al., 2004). Apenas conjugando a análise de todos estes parâmetros é possível o desenvolvimento de medidas adequadas na prevenção de movimentos de massa. Perante a ação das águas pluviais, o deslizamento pode ocorrer segundo circunstâncias distintas. Repare-se que, ao atingir

o solo, a chuva ou se infiltra ou escorre à superfície. A água infiltrada vai depender da permeabilidade do solo, da inclinação do terreno e da vegetação que o recobre. Quando ocorre a infiltração, o deslizamento pode ocorrer segundo duas formas distintas. Uma possibilidade é a de as chuvas poderem elevar o lençol freático, reduzindo as tensões efetivas do solo saturado, diminuindo assim o nível de segurança do talude, conduzindo por vezes à sua rotura. Outra hipótese decorre da formação de uma “franja de humedecimento” nos solos superficiais, que vai descendo, não atingindo obrigatoriamente o lençol freático. Este humedecimento faz aumentar o peso dos solos superficiais e diminui a sua resistência, propiciando a sua instabilidade (Lozano, 2013). Devem procurar-se soluções de impermeabilização que inibam a ação das águas pluviais no desencadeamento de escorregamentos, não esquecendo que são necessários estudos geológicos e geotécnicos dos locais a avaliar, bem como dados relativos às precipitações mensais e acumuladas registadas na região, e não centrar toda a atenção apenas no zonamento geotécnico do maciço.

São várias as concepções existentes no que diz respeito à previsão de ocorrência de escorregamentos. Alguns autores propõem metodologias baseadas na definição de áreas suscetíveis de experimentar deslizamento, outros sugerem um estudo que se debruce quer sobre a probabilidade de ocorrência do fenómeno quer sobre os respetivos danos. Transformar a previsão destes fenómenos em modelos matemáticos implica, certamente, uma total compreensão dos fatores envolvidos, exigindo ensaios de campo e monitorização adequada. Todos os autores reconhecem os efeitos causados pelas chuvas intensas são de grande impacto nas áreas sujeitas à ocorrência de escorregamentos (Fábio de Souza, 2004), mas asseguram que apenas serão capazes de os provocar se existirem agentes que o permitam nos maciços constituintes dos taludes.

2.1.5. A INFLUÊNCIA DA AÇÃO DO HOMEM

Os equilíbrios estabelecidos na natureza são frequentemente alterados pela ação do Homem. Tal como se pode concluir através da análise do Quadro 5, atividades de escavação e construção de estruturas, vão afetar a estabilidade de taludes.

Muitas vezes, as obras de Engenharia carecem de estudos geológico-geotécnicos prévios, completos e que acompanhem as fases de execução do projeto. Esta investigação prévia é fundamental pois não só permite o zonamento geotécnico do local como acaba por possibilitar a identificação de riscos geológicos numa fase inicial do projeto, recomendando a procura atempada de alternativas.

O que acontece é que, por vezes, se constrói em terrenos inadequados, dando origem a graves acidentes, envolvendo a perda de vidas e de bens materiais. Existem vários exemplos de atividades mal concebidas, que podem suscitar o fenómeno de deslizamento de terras.

Para que se possa analisar a probabilidade de ocorrência deste tipo de acontecimento devem cruzar-se os dados relacionados com os índices pluviométricos, características do solo e historial de deslizamentos ocorridos no local de estudo.

Após a construção, quando a obra está já em funcionamento, caso se consiga prever a ocorrência de escorregamentos, deve proceder-se atempadamente à evacuação da população residente e devem efetuar-se todas as notificações e procedimentos legais para se iniciarem as obras de estabilização de taludes.

2.1.6. RESISTÊNCIA AO CORTE DOS SOLOS

A resistência ao corte de um solo é definida como a máxima tensão de corte que o solo consegue suportar sem que sofra rotura. O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre as partículas do solo, sendo que, o ângulo de atrito entre as partículas, a coesão e o histórico de tensões, são os fatores que vão dar a origem a um maior ou menor deslizamento.

2.1.6.1. Modelos de comportamento dos materiais

O comportamento mecânico dos maciços é definido pela sua resistência e deformabilidade. A análise dos problemas de estabilidade de solos requer o conhecimento das suas características de resistência ao corte. O comportamento dos materiais perante diferentes estados de tensão depende das suas propriedades físicas e mecânicas, assim como da natureza do carregamento que lhe é aplicado. Quando a solicitação é superior àquela a que o solo resiste, dá-se a rotura dos materiais que o constituem, podendo esta ser brusca ou plástica. Caso o material se desintegre perante um dado valor de tensão, consideramos que a rotura ocorre de forma brusca. Por outro lado, caso o material, perante um dado valor de tensão constante se deforme indefinidamente, a rotura dá-se de forma plástica.

A complexidade do comportamento tensão-deformação do solo e a diversidade de solos existentes, faz com que não exista um modelo único capaz de os representar (José Rohlfes Júnior, 1996). Podemos dividir os modelos representativos do comportamento tensão-deformação dos solos em dois grupos: modelos elásticos e modelos elastoplásticos. Um material, para ser considerado elástico, tem de exibir reversibilidade de deformações, isto é, as deformações experimentadas sob ação de forças ou tensões aplicadas ao material anulam-se quando estão são retiradas. Um material elastoplástico, perante a remoção das ações exteriores, recupera apenas parte das deformações. Às deformações recuperadas dá-se o nome de deformações elásticas e as deformações remanescentes denominam-se por deformações plásticas. Ainda relativamente aos modelos elásticos, caso se verifique uma proporcionalidade entre tensões e deformações, considera-se que o material exibe um comportamento elástico linear. Caso isso não se verifique, o material é elástico não linear. Um material elastoplástico perfeito apresenta um comportamento elástico até um dado valor de tensão (tensão de cedência) e, a partir desse valor, sofre deformações puramente plásticas sob tensão constante, o ramo elástico pode ou não ser linear. Existe ainda a possibilidade do material ser rígido-plástico, apresentando deformações nulas até atingir a tensão de cedência (Matos Fernandes 2011). Os modelos de comportamento referidos estão retratados na fig. 2.6.

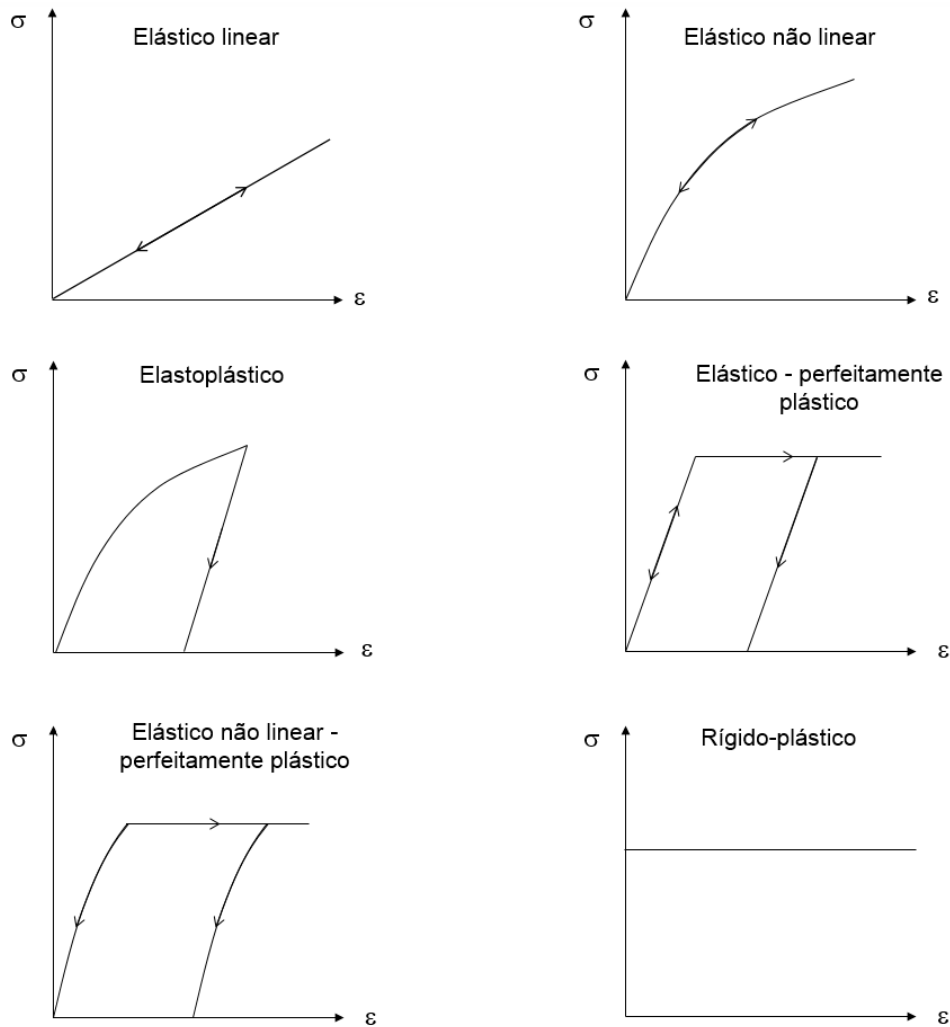


Figura 2.6 - Alguns modelos de comportamento utilizados em Mecânica dos Solos.

2.1.6.2. Critérios de Rotura

Os critérios de rotura são representações formuladas do comportamento do solo até à sua rotura. Nesta secção serão apresentados os critérios de Mohr-Coulomb e de Hoek-Brown, uma vez que são os critérios utilizados nos casos de estudo.

- CRITÉRIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

A maioria dos programas geotécnicos comerciais de estabilidade de taludes adota o critério de rotura de Mohr-Coulomb, o que exige a introdução do valor do ângulo de atrito e da coesão para cada um dos diferentes materiais presentes no problema em análise (Hoek, 2002).

Este critério estabelece que a rotura de um dado material ocorre quando a tensão tangencial (τ) iguala a resistência ao corte (τ_f) do material. Considera ainda que a resistência ao corte depende do valor do ângulo de atrito interno das suas partículas constituintes (ϕ') e da sua coesão (c'). O valor da resistência ao corte, para um dado valor de tensão normal (σ'_n), é encontrado através da equação (2.2).

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (2.2)$$

Na figura 2.7 o critério é apresentado em função de τ e σ' . Os estados de tensão correspondentes a comportamento elástico estão localizados abaixo da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb.

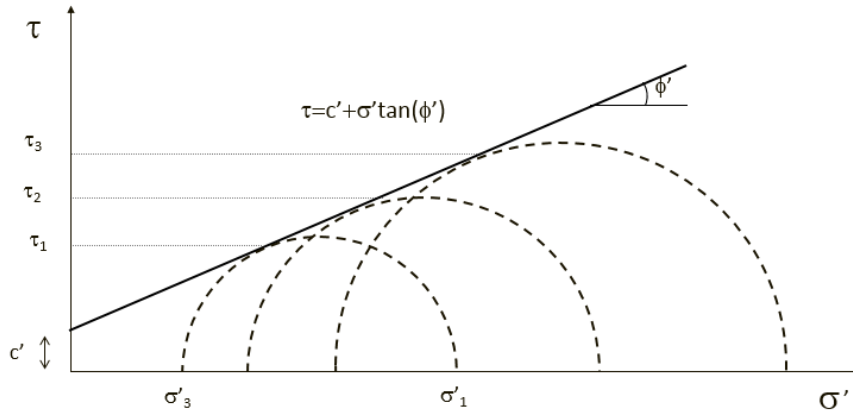


Figura 2.7 - Critério de rotura de Mohr Coulomb.

- CRITÉRIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN (1980)

Hoek e Brown (1980) propuseram um critério empírico, não linear, para possibilitar análises necessárias em projetos de escavações subterrâneas em rochas duras (Evert Hoek 2002).

O critério generalizado desenvolvido por Hoek para maciços rochosos é traduzido pela expressão (Hoek 2007):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.3)$$

onde:

σ'_1 e σ'_3 representam as tensões efetivas principais máxima e mínima;

σ_{ci} é referente à resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

m_i é uma constante cujo valor depende das propriedades da rocha intacta.

s e a são constantes que dependem das características da massa rochosa.

As tensões normais e de corte relacionam-se com as tensões principais de acordo com as equações:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (2.4)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (2.5)$$

$$\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + am_b \left(\frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1} \quad (2.6)$$

A utilização do critério de Hoek-Brown na estimativa da resistência e deformabilidade de maciços rochosos exige a análise de três propriedades: resistência à compressão uniaxial (σ_{ci}), valor da constante de Hoek-Brown (m_i) e valor do índice de resistência geológica da massa rochosa (GSI). A resistência da massa rochosa depende das propriedades das zonas de rocha intacta e da liberdade exibida por essas zonas em deslizar e rodar debaixo de diferentes estados de tensão. Esta liberdade é controlada pela forma geométrica das zonas de rocha intacta assim como pela condição das superfícies das discontinuidades. Uma zona de rocha angular com superfícies de discontinuidades limpas e rugosas irá ser mais resistente do que uma zona da rocha com características mais arredondadas e com as superfícies das discontinuidades preenchidas por material fraco e alterado (Hoek 2007). Em anexo seguem os valores do parâmetro GSI para maciços rochosos articulados e os valores do parâmetro m_i para rochas intactas.

3

METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Os métodos de cálculo mais utilizados em projetos geotécnicos utilizam análises determinísticas de estabilidade. Naturalmente que a escolha do método determinístico a adotar influenciará diretamente o valor calculado associado à probabilidade de rotura da obra (João Fabrício, 2006).

3.1. MÉTODO DAS FATIAS

O Método das Fatias serve de base para a maioria dos métodos de equilíbrio limite existentes. Permite-nos analisar a estabilidade de uma massa de solo a partir da divisão da mesma em fatias de faces verticais. A sua aplicação torna possível a análise de solo heterogéneo com superfícies de deslizamento irregulares, incluindo distribuição de pressões neutras e implica os seguintes pressupostos (Matos Fernandes, 2011):

- i) subdivisão do talude em fatias considerando-se linear a base da fatia;
- ii) cálculo do equilíbrio de forças atuantes em cada fatia;
- iii) cálculo do equilíbrio do conjunto através de uma equação de equilíbrio de momentos.

A Figura 3.1 representa uma fatia genérica com as forças que lhe estão aplicadas.

A Figura 3.2 esquematiza uma massa deslizando em que a superfície de deslizamento é circular, definida por um raio R e por um centro O .

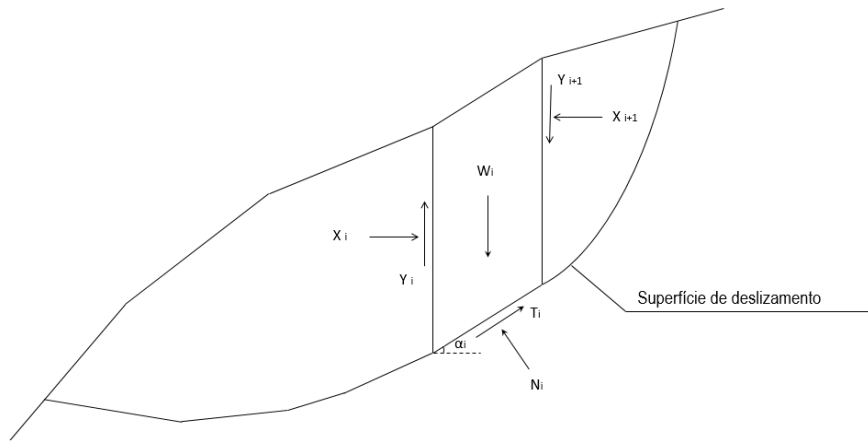


Figura 3.1 – Forças atuantes em cada fatia genérica considerada no Método das Fatias.

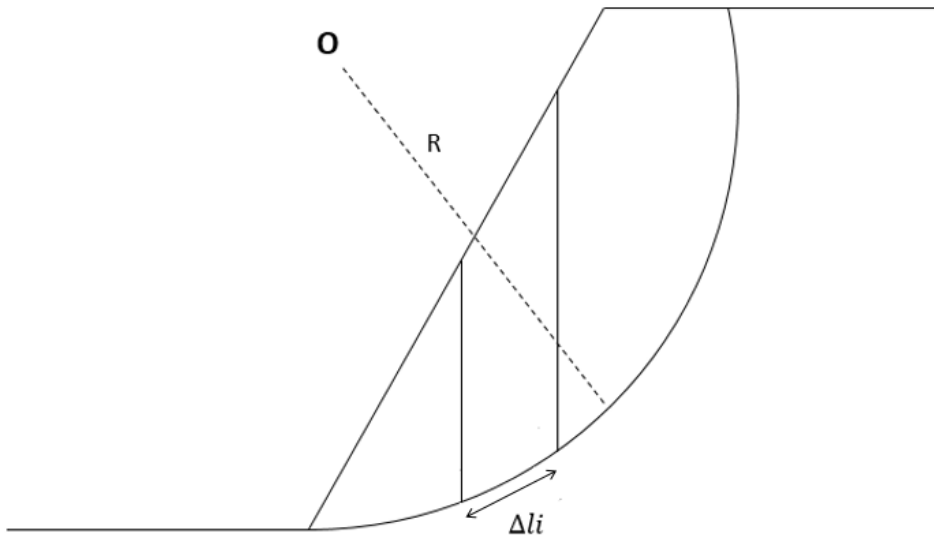


Figura 3.2 – Massa deslizante com superfície de ruptura circular.

Atendendo às forças representadas na fig. 3.1 e escrevendo uma equação de momentos em relação ao ponto O (fig. 3.2) vem:

$$M_{Estabilizador} = R \times \sum T_i \times \Delta l_i \quad (3.1)$$

$$M_{Instabilizador} = R \times \sum W_i \times \sin \alpha_i \quad (3.2)$$

onde $M_{estabilizador}$ é o momento das forças estabilizadoras, isto é, das forças que se opõem ao movimento da massa de solo, l_i o comprimento da base da fatia genérica e $M_{instabilizador}$ o momento das forças instabilizadoras, ou seja, aquelas que contribuem para o movimento da massa de solo.

Admite-se que a resistência mobilizável (τ_{mob}) é calculada pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb descrito na equação (2.2) e, uma vez que o fator de segurança traduz o quociente entre o $M_{estabilizador}$ e o $M_{instabilizador}$, este fica então definido por:

$$FS = \frac{\sum (c'_i \times l_i + \sigma'_i \times \tan \phi'_i \times l_i)}{\sum W_i \times \sin \alpha_i} = \frac{\sum (c'_i \times l_i + N'_i \times \tan \phi'_i)}{\sum W_i \times \sin \alpha_i} \quad (3.3)$$

Note-se que se desconhece o valor da resultante das tensões efetivas normais na base da fatia N'_i , o que faz com que o problema seja estaticamente indeterminado. O Quadro 3.1 inclui o número de equações e incógnitas associadas a este método.

Quadro 3.1 - Número de equações e incógnitas associadas ao método das fatias.

Equações de equilíbrio	Incógnitas
$3n$	$4n - 2$

Os métodos de análise de estabilidade distinguem-se na forma como resolvem esta indeterminação.

3.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

3.2.1. GENERALIDADES SOBRE OS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Os métodos de equilíbrio limite para análise da estabilidade de taludes são bastante utilizados, uma vez que a prática adquirida ao longo dos anos tem comprovado a sua precisão e simplicidade.

Em todos os métodos são considerados dois tipos de forças: as forças instabilizadoras e as resistentes. No primeiro caso, trata-se das forças que favorecem o movimento de massa e, no segundo, serão aquelas que se opõem ao movimento. A análise de estabilidade consiste em correlacionar esse sistema de forças ao longo de uma dada superfície de rotura. Para tal, recorre-se a métodos determinísticos que avaliam as condições de equilíbrio de uma massa de solo em rotura. Desta forma, o fator de segurança fica definido pelo quociente entre os momentos das forças resistentes e das forças atuantes, de acordo com a expressão (3.4).

$$FS = \frac{M_R}{M_I} \quad (3.4)$$

Os métodos de equilíbrio limite integram as seguintes hipóteses:

- o solo comporta-se como um material rígido-plástico, isto é, rompe de forma brusca sem se deformar;
- as equações de equilíbrio estático são válidas até à iminência da rotura;
- o coeficiente de segurança F é constante ao longo da linha de rotura, sendo ignorados eventuais fenómenos de rotura progressiva.

3.2.2. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE QUE ADMITEM SUPERFÍCIES DE ROTURA CIRCULARES

3.2.2.1. Método de Fellenius

O método de Fellenius desenvolvido em 1936 admite uma superfície de rotura circular e analisa a estabilidade através do cálculo do equilíbrio das forças na direção normal à base da fatia. São desprezadas as forças de atrito existentes entre as faces das fatias, pelo que:

$$N'_i + U_i = W_i \times \cos \alpha_i \quad (3.5)$$

Consequentemente, tem-se:

$$N'_i = W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times \Delta l_i \quad (3.6)$$

Considerando o equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo de rotura, chega-se à expressão (3.7):

$$FS = \frac{\sum (c' \times \Delta l + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times \Delta l_i) \times \tan \phi'_i)}{\sum W_i \times \sin \alpha} \quad (3.7)$$

Ao não serem consideradas as forças resultantes das pressões neutras atuantes nas faces verticais das fatias, o fator de segurança é subestimado, fazendo deste método um método bastante conservativo. A Figura 3.3 representa uma fatia genérica e as forças atuantes consideradas pelo método de Fellenius.

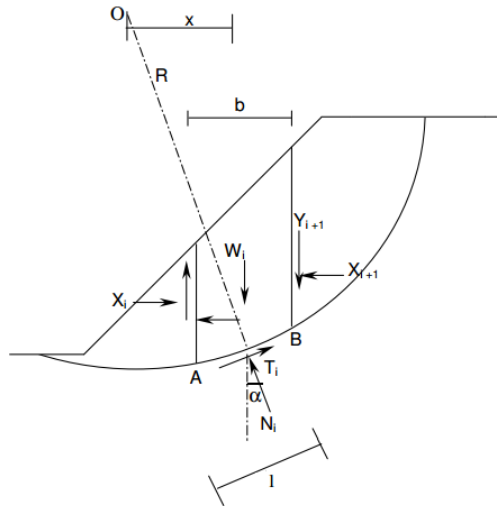


Figura 3.3 - Forças atuantes em cada fatia consideradas no Método de Fellenius.

3.2.2.2. Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop desenvolvido em 1955 debruça-se apenas sobre superfícies de rotura circulares e a sua aplicação é possível quer em solos homogêneos quer em solos heterogêneos. A Figura 3.4 esquematiza uma fatia genérica e respetivas forças atuantes consideradas pelo método de Bishop. O equilíbrio de forças é feito na direção vertical, admitindo-se que as forças de interação entre fatias são horizontais. Embora seja um método de simples utilização, requer um processo iterativo no cálculo do fator de segurança, dado que o fator de segurança F surge nos dois membros da expressão, como se pode observar na expressão (3.8).

$$F = \frac{\sum ([c'_i \times \Delta x_i + (W_i - U_i \times \Delta x_i) \times \tan \phi'_i] \times [1/M_i(\alpha)])}{\sum W_i \times \sin \alpha_i} \quad (3.8)$$

O valor de M_i é obtido através da expressão (3.9):

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'_i}{F} \right) \quad (3.9)$$

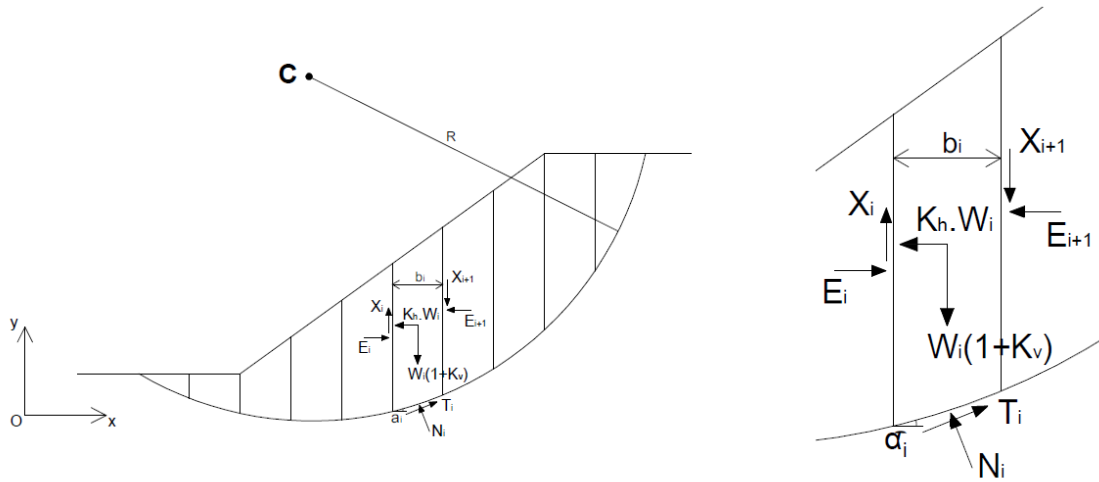


Figura 3.4 - Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Bishop Simplificado.

3.2.2.3. Método de Spencer

Contrariamente aos dois métodos referidos anteriormente, o método desenvolvido por Spencer (1967) é considerado um método rigoroso, visto que satisfaz o equilíbrio em termos de forças e de momentos. As forças de interação entre fatias são substituídas por uma resultante Q_i que atua no centro da base da fatia com inclinação θ_i (constante em toda a massa), tal como ilustra a Figura 3.5.

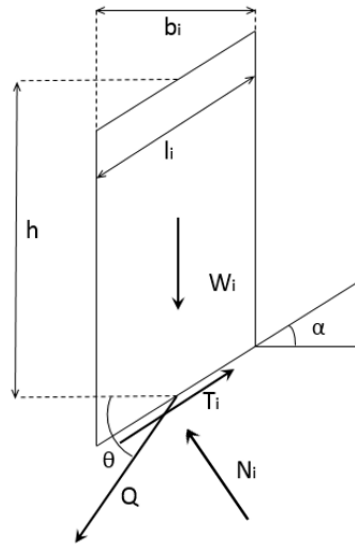


Figura 3.5 - Forças atuantes em cada fatia genérica consideradas no Método de Spencer.

As equações de equilíbrio de forças na direção normal e tangente à base de cada fatia são respetivamente:

$$N - W_i \times \cos \alpha_i + Q_i \times \sin(\theta_i - \alpha_i) = 0 \quad (3.10)$$

$$T - W_i \times \sin \alpha_i - Q_i \times \cos(\theta_i - \alpha_i) = 0 \quad (3.11)$$

A resultante Q_i obtém-se através da manipulação das expressões e respeita a condição (3.12):

$$Q_i = \frac{\frac{c'_i \times \Delta l_i}{F} + \frac{(W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times \Delta l_i) \times \tan \phi'_i}{F} - W_i \times \sin \alpha_i}{\cos(\theta_i - \alpha_i) \left[1 + \frac{\tan \phi'_i \tan(\theta_i - \alpha_i)}{F} \right]} \quad (3.12)$$

Note-se que o somatório dos momentos no ponto O face à ação das forças exteriores à massa considerada é nulo, motivo pelo qual, para se satisfazer o equilíbrio, a soma dos momentos das forças Q_i também terá de o ser (Matos Fernandes, 2011), ou seja:

$$\sum Q_i \times r \times \cos(\theta_i - \alpha_i) = 0 \quad (3.13)$$

O raio da superfície de deslizamento r é constante e admite-se que as resultantes das forças de interação são paralelas, isto é, que θ_i é constante. Assim, pode concluir-se que:

$$\sum Q_i = 0 \quad (3.14)$$

Posteriormente, o método permite o cálculo de dois fatores de segurança associados às condições de equilíbrio, respetivamente, de forças e de momentos, obtidos em função de θ . A interseção das duas curvas (F_s, θ) fornece o valor do fator de segurança, sendo satisfeitos não só o equilíbrio de forças mas também o de momentos (Fredlund, 1977). A figura 3.6 é representativa deste processo de obtenção do valor do fator de segurança pelo método de Spencer.

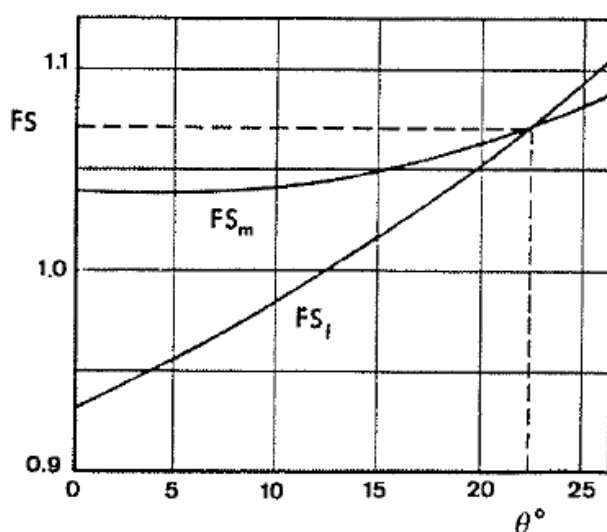


Figura 3.6 - Determinação dos Fatores de Segurança pelo Método de Spencer (Spencer 1967).

3.2.3. MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE QUE ADMITEM SUPERFÍCIES DE ROTURA POLIGONAIS

3.2.3.1. Método de Janbu Simplificado

O método de Janbu na sua versão simplificada satisfaz apenas o equilíbrio de forças e despreza as forças normais e de corte entre fatias. A figura 3.7 ilustra uma fatia genérica e as forças nela atuantes analisadas pelo método de Janbu. Para solos homogêneos foi desenvolvida uma variante do método que considera um fator de correção f_0 na tentativa de incorporar a influência das forças de interação entre fatias. Esse fator é determinado em função da forma da superfície de deslizamento e do tipo de solo, estando inteiramente relacionado com a coesão e ângulo de atrito. (Janbu et al., 1956).

O cálculo do fator de segurança é feito recorrendo a um processo iterativo, aplicando-se a expressão (3.15).

$$FS = \frac{1}{\sum W \tan \alpha} \times \sum \left[[c' \times b + (W - u \times b) \tan \phi'] \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \times \tan \phi'}{FS}} \right] \quad (3.15)$$

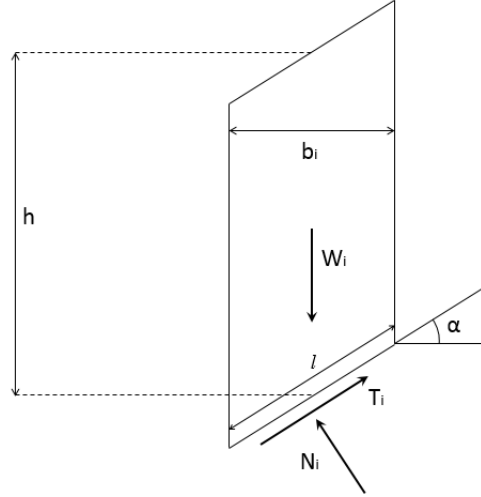


Figura 3.7 - Forças aplicadas a uma fatia de solo consideradas no Método de Janbu.

3.2.3.2. Método de Janbu Rigoroso

O método de Janbu (1954) rigoroso pode ser utilizado para analisar a estabilidade de um talude admitindo qualquer forma de superfície de deslizamento. Esta metodologia admite que o equilíbrio de forças e momentos da massa acima da superfície de rotura é comandado por equações diferenciais. A fig. 3.8 contém a exemplificação de uma fatia genérica e das forças atuantes consideradas neste método. Na fig. 3.9 podem observar-se as condições gerais feitas relativamente à superfície de rotura considerada no Método de Janbu.

Para se satisfazer o equilíbrio quer das forças verticais, quer das forças horizontais, as forças de interação entre fatias terão de estar equilibradas com as forças de corte aplicadas nas fronteiras de massa do solo (Marco Freitas, 2011). Janbu efetua assim as seguintes considerações:

$$\int dX = X_0 - X_n \quad (3.16)$$

$$\int dE = E_0 - E_n \quad (3.17)$$

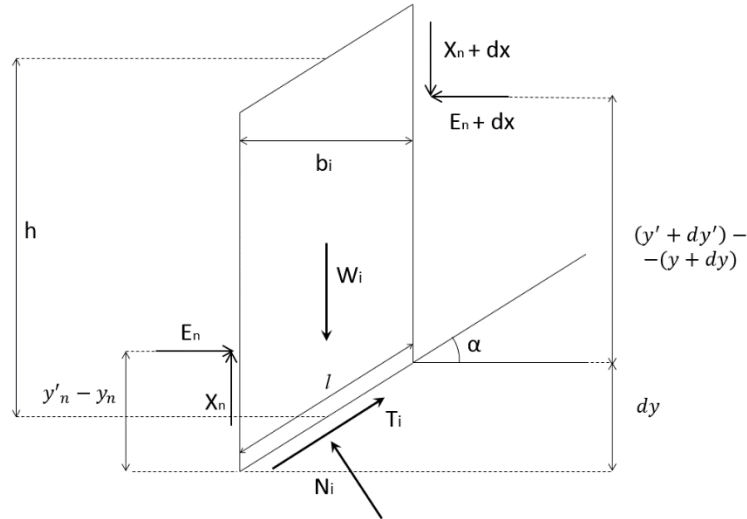


Figura 3.8 - Forças atuantes numa fatia genérica de solo consideradas no Método de Janbu Rigoroso.

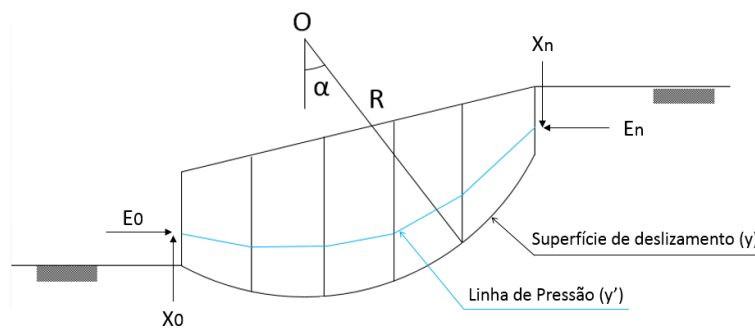


Figura 3.9 - Superfície de ruptura associada ao Método de Janbu.

Para determinar o fator de segurança, assume que:

$$X_{n+1} - X_n = 0 \quad (3.18)$$

O equilíbrio de momentos é calculado a partir do ponto médio da base da fatia, sendo nulas as contribuições das forças cuja linha de ação passa nesse mesmo ponto: peso W_i e normal N_i . O fator de segurança fica definido de acordo com a expressão (3.19).

$$FS = \frac{1}{E_0 - E_N + \sum (W + (X_{n+1} - X_n)) \times \tan \alpha} \times \sum \left([c' \times b(W + (X_{n+1} - X_n) - u \times b) \tan \phi'] \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{FS}} \right) \quad (3.19)$$

A fim de resolver a equação, as forças de interação entre fatias devem ser avaliadas. Numa primeira iteração são consideradas nulas e nas iterações subsequentes, são calculadas a partir da soma dos momentos em torno do ponto médio da base da fatia (Fredlund, 1977). Este método conduz a processos iterativos de convergência muito difícil e, por isso, a resultados pouco satisfatórios, decorrentes da hipótese feita sobre a passagem da linha de impulso ao terço da altura das faces laterais das fatias.

3.2.3.3. Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price (1965) é um método geral de estabilidade dito rigoroso dado satisfazer todas as equações de equilíbrio (Matos Fernandes 2011).

Tal como foi referido no capítulo 2, os métodos de estabilidade baseados no método das fatias devem procurar resolver a indeterminação existente associada a diferença entre o número de equações disponíveis e o número de incógnitas do problema. A aplicação deste método elimina esta indeterminação ao admitir uma relação entre a componente tangencial e normal das forças de interação:

$$X = \lambda \times f(x) \times E \quad (3.20)$$

ou

$$\tan \theta = \frac{X}{E} = \lambda \times f(x) \quad (3.21)$$

em que $f(x)$ diz respeito a uma função arbitrária de forma, que deverá ser arbitrada no âmbito da aplicação do método (Matos Fernandes 2011) e λ representa um parâmetro que deverá ser determinado a partir desta última. O Quadro 3.2 traduz as condições admitidas no método de Morgenstern e Price e, conseqüentemente, o número de incógnitas introduzidas.

Quadro 3.2 – Considerações admitidas no Método de Morgenstern e Price.

Novas considerações	Incógnitas introduzidas
$f(x)$	$n - 1$
λ	1

Desta forma, o número de incógnitas fica então reduzido a:

$$4n - 2 - (n - 1) + 1 = 3n \quad (3.22)$$

ou seja, iguala o número de equações de equilíbrio, o que torna o problema estaticamente determinado.

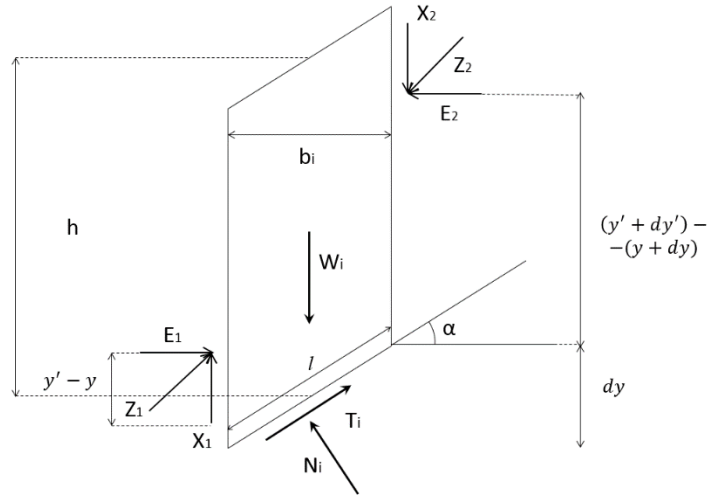


Figura 3.10 - Forças aplicadas numa fatia genérica consideradas no Método de Morgenstern e Price.

Considerando as forças atuantes numa fatia infinitesimal, o equilíbrio de momentos em relação ao ponto médio da base é dado por:

$$E \left[y' - y - \frac{dy}{2} \right] - (E + dE) \left[(y' + dy') - (y + dy) + \frac{dy}{2} \right] + X \frac{dx}{2} + (X + dx) \frac{dx}{2} = 0 \quad (3.23)$$

Para $dx \rightarrow 0$ têm-se:

$$\frac{dE}{dx} (y' - y) + E \frac{dy'}{dx} = X \quad (3.24)$$

O equilíbrio de forças na direção normal à base da fatia é traduzido por:

$$dN - dW \cos \alpha - dX \cos \alpha + dE \sin \alpha = 0 \quad (3.25)$$

Por outro lado, o equilíbrio de forças na direção tangencial à base da fatia é dado por:

$$dT - dE \cos \alpha - dX \sin \alpha - dW \sin \alpha = 0 \quad (3.26)$$

A força de resistência ao corte dT pode definir-se a partir da força tangencial resistente e do coeficiente de segurança F :

$$dT = \frac{c' \frac{dx}{\cos \alpha} + \left(dN - u \frac{dx}{\cos \alpha} \right) \tan \phi'}{F} \quad (3.27)$$

Substituindo na expressão (3.26), fica-se com a seguinte expressão:

$$dN = \frac{dE \cos \alpha + dX \sin \alpha + dW \sin \alpha - \frac{c'}{F} \frac{dx}{\cos \alpha} + u \frac{dx}{\cos \alpha} \frac{\tan \phi'}{F}}{\frac{\tan \phi'}{F}} \quad (3.28)$$

Assumindo que dx tende para zero e substituindo a expressão na equação (3.25), obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{c'}{F} \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] + \frac{\tan \phi'}{F} \left\{ \frac{dW}{dx} + \frac{dX}{dx} - \frac{dE}{dx} \frac{dy}{dx} - u \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] \right\} \\ = \frac{dE}{dx} + \frac{dX}{dy} \frac{dy}{dx} + \frac{dW}{dx} \frac{dy}{dx} \end{aligned} \quad (3.29)$$

Depois de efetuadas as devidas substituições nas equações diferenciais associadas ao equilíbrio quer de forças quer de momentos da fatia, continuamos a ter como incógnitas as forças de interação entre fatias E e X e o respetivo ponto de aplicação y' . Porém, a solução do problema é determinada, desde que sejam conhecidos os valores de λ e F . Esses valores são, numa primeira fase, arbitrados e substituídos no sistema de equações consideradas (3.20), (3.24) e (3.29), fatia a fatia, até se encontrar o par de valores que, para cada função $f(x)$, satisfazem as condições de fronteira.

3.2.3.4. Método de Correia

O método de Correia surge em 1988 tratando-se de um método rigoroso à semelhança do método anterior, também torna o problema estaticamente determinado. Neste caso, admite-se que a distribuição da força tangencial de interação é traduzida pela seguinte função:

$$X = X_{m\acute{a}x} \times f(x) \quad (3.30)$$

Analogamente ao método de Morgenstern e Price, $f(x)$ é uma função de forma que deve formular-se atendendo ao comportamento do solo. $X_{m\acute{a}x}$ representa um parâmetro de escala, cujo valor será calculado durante a resolução do problema. Deve referir-se desde já que, estabelecendo uma comparação com o método anterior, o método de Correia tem a vantagem de não necessitar de um processo iterativo tão pesado, uma vez que recorre à simples utilização de uma equação não linear.

A função de interação $f(x)$ é nula nos pontos extremos da superfície de deslizamento A e B, obrigando a que:

$$\sum \Delta f = 0 \quad (3.31)$$

Ou seja, o somatório das diferenças entre os valores de f do lado esquerdo e direito de cada fatia tem de ser nulo.

A Figura 3.11. ilustra a massa deslizando definida pela superfície de deslizamento AB e as forças atuantes numa fatia genérica consideradas no método de Correia.

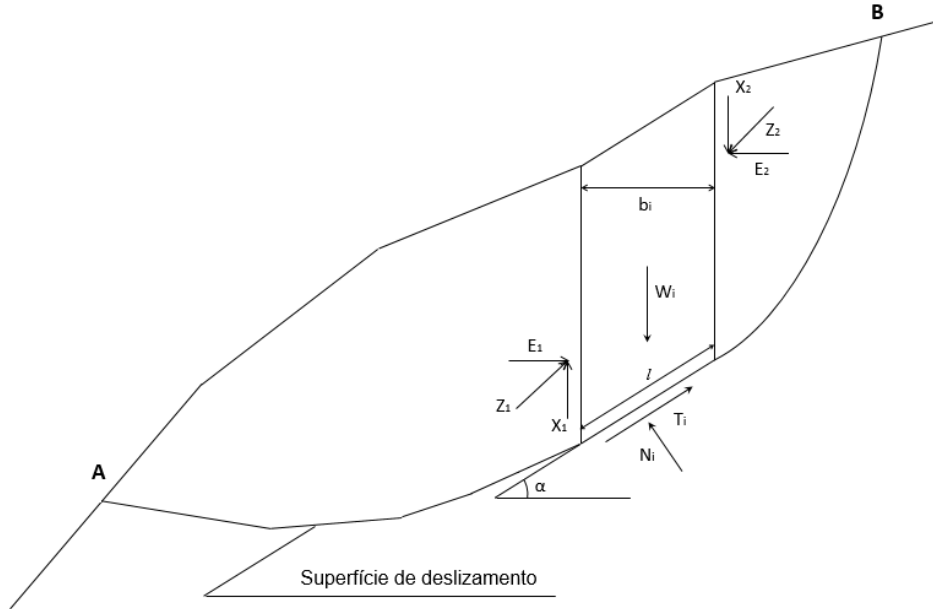


Figura 3.11 - Forças aplicadas numa fatia genérica pelo Método de Correia.

A componente normal da reação N pode ser decomposta em:

$$N = N' + u \Delta x \sec \alpha \quad (3.32)$$

A força tangencial T é representada por:

$$T = \frac{c'}{F} \Delta x \sec \alpha + N' \frac{\tan \phi'}{F} \quad (3.33)$$

O equilíbrio na direção horizontal e vertical é traduzido respetivamente pelas expressões:

$$\sum F_x = 0 \leftrightarrow \Delta E = -N \sin \alpha + T \cos \alpha \quad (3.34)$$

$$\sum F_y = 0 \leftrightarrow W + \Delta x = N \cos \alpha + T \sin \alpha \quad (3.35)$$

Conciliando as equações (3.32), (3.33), (3.34) e (3.35) obtém-se:

$$\Delta E = \frac{(W + \Delta X)(\tan \phi' - F \tan \alpha) + (c' - u \tan \phi')\Delta x \sec^2 \alpha}{F + \tan \phi' \tan \alpha} \quad (3.36)$$

O equilíbrio de forças da totalidade da massa de terreno considerada, segundo a direção horizontal, é expresso por:

$$\sum \Delta E = 0 \quad (3.37)$$

Seja A um ponto arbitrário de coordenadas (x_A, y_A) e seja P o ponto médio da base de cada fatia com coordenadas (x, y) . O equilíbrio de momentos de toda a massa de terreno em torno do ponto A é dado por:

$$\begin{aligned} \sum (W - N \cos \alpha - T \sin \alpha) (x - x_A) \\ + \sum (-N \sin \alpha + T \cos \alpha) (y - y_A) = 0 \end{aligned} \quad (3.38)$$

Relacionando a expressão (3.38) com as expressões (3.35) e (3.34), podemos transformar esta última em:

$$-\sum (\Delta x)(x - x_A) + \sum \Delta E (y - y_A) = 0 \quad (3.39)$$

A partir da equação (3.30) chega-se à expressão:

$$\Delta X = X_{máx} \Delta f \quad (3.40)$$

E, conjugando-a com as expressões (3.31) e (3.37), obtém-se:

$$\sum \Delta f x_A = x_A \sum \Delta f = 0 \quad (3.41)$$

$$\sum \Delta E y_A = y_A \sum \Delta E = 0 \quad (3.42)$$

Utilizando as equações (3.36) (3.40) (3.41) e (3.42), podemos reescrever as equações (3.37) e (3.39) da seguinte forma:

$$A_1 X_{máx} + A_2 = 0 \quad (3.43)$$

$$A_3 X_{máx} + A_4 = 0 \quad (3.44)$$

A partir destas últimas expressões chegamos à equação não linear:

$$\Psi(F) = A_1 A_4 - A_2 A_3 = 0 \quad (3.45)$$

onde A_1 , A_2 , A_3 e A_4 representam funções de F . Conclui-se também que:

$$X_{máx} = -\frac{A_2}{A_1} \quad (3.46)$$

Pode encontrar-se uma solução para a expressão (3.45) recorrendo ao método de Newton-Raphson, cuja explicação será exposta no final do capítulo.

3.2.3.5. Método de Sarma

O método de Sarma (1973) é aplicável a uma qualquer superfície de deslizamento com uma qualquer forma. É um método rigoroso pois satisfaz o equilíbrio quer de forças quer de momentos e, diferencia-se das restantes abordagens uma vez que admite uma aceleração fictícia Kc como medida de segurança. A este coeficiente Kc dá-se o nome de aceleração de Sarma, e pode descrever-se como sendo o valor de aceleração horizontal necessário para tornar iminente a rotura da massa, ou seja para tornar unitário o valor do fator de segurança. Por outro lado a um valor nulo de K corresponde o fator de segurança estático. A fig. 3.12 contém as forças atuantes numa fatia genérica consideradas pelo Método de Sarma.

Tal como no método de Morgenstern e Price, também neste método se assume uma dada função de distribuição das forças normais e tangenciais entre fatias, e assim, o valor do coeficiente de aceleração pode calcular-se diretamente para um dado FS presumido.

Sendo este método o alvo de todo o estudo realizado no âmbito da presente dissertação, o próximo capítulo destina-se única e exclusivamente à sua detalhada explicação.

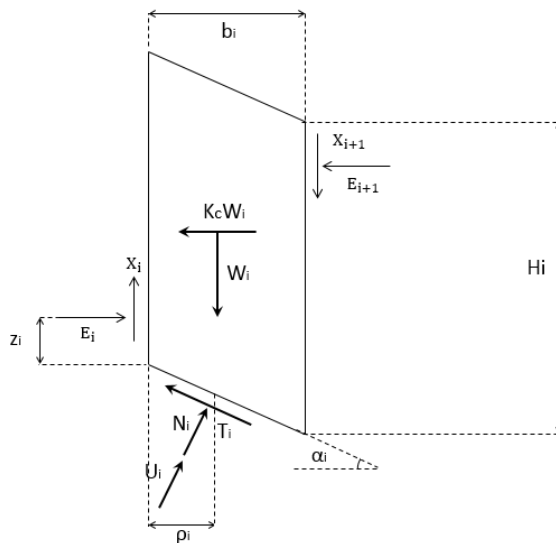


Figura 3.12 - Forças atuantes numa fatia genérica consideradas pelo Método de Sarma.

3.2.4. COMPARAÇÃO ENTRE AS METODOLOGIAS EXPOSTAS

O Quadro 3.3 apresenta as características principais dos métodos de análise atrás referidos.

Quadro 3.3 - Comparação entre os métodos de análise de estabilidade de taludes referidos.

Método	Superfície de deslizamento	Fatias	Força X	Força E	Inclinação da resultante $\frac{X}{E}$	$\Sigma F_H = 0$	$\Sigma F_V = 0$	$\Sigma M = 0$
Fellenius (1936)	Circular	Verticais	Não	Não	Inexistente	Não	Sim	Sim
Bishop (1955)	Circular	Verticais	Não	Sim	Horizontal	Não	Sim	Sim
Spencer (1967)	Circular	Verticais	Sim	Sim	Constante	Sim	Sim	Sim
Janbu (1954)	Não circular	Verticais	Não	Sim	Horizontal	Sim	Sim	Não
Morgenstern e Price (1965)	Não circular	Verticais	Sim	Sim	Variável	Sim	Sim	Sim
Correia (1988)	Não circular	Verticais	Sim	Sim	Variável	Sim	Sim	Sim
Sarma (1973)	Não circular	Não verticais	Sim	Sim	Variável	Sim	Sim	Sim

3.2.5. LIMITAÇÕES DOS MÉTODOS DE EQUILÍBRIO LIMITE

Os métodos de equilíbrio limite têm sido cada vez mais utilizados na análise da estabilidade de taludes face à sua simples aplicação e eficácia na obtenção de resultados.

A existência de *software* especializado permite ao utilizador a observação de detalhes associados a um determinado método, bem como a resolução de problemas cuja complexidade vai aumentando gradativamente. Atualmente, os programas comerciais tornam possível a análise de situações de estratigrafia complexa; variação do nível freático; reforço estrutural de estruturas de terra; aplicação de sobrecargas pontuais e/ou distribuídas e aplicação de modelos constitutivos lineares e não lineares. (Krahn, 2001). Permitem-nos a observação gráfica das forças atuantes em cada fatia da massa deslizante em estudo e da distribuição de uma vasta gama de parâmetros ao longo da superfície de rotura, não centrando o estudo apenas no valor do fator de segurança. Esta diversidade de informações vai naturalmente possibilitar uma melhor compreensão do caso de estudo, porém, ao explorarmos demasiado os métodos, apercebemo-nos também das suas limitações.

Os métodos de equilíbrio limite baseiam-se na suposição de que a rotura de um talude traduz um fenómeno instantâneo, que ocorre em simultâneo ao longo de toda a superfície de deslizamento. Ora, tal admissão não corresponde à realidade, pois a rotura progressiva em taludes está relacionada com o

tempo e as deformações verificadas ao longo do mesmo, parâmetros que não podem ser ponderados nas análises de equilíbrio limite.

Inicialmente, estas metodologias foram concebidas para serem aplicadas a situações em que o esforço normal ao longo da superfície de deslizamento fosse principalmente influenciado pela gravidade (peso da fatia), e ao serem utilizadas, por exemplo, em situações de reforço estrutural, excede-se o seu propósito inicial. Os métodos de equilíbrio limite satisfazem as equações de equilíbrio da estática, mas desprezam a compatibilidade das tensões e deformações, o que influencia obviamente os resultados. Ou seja, é de esperar que, o valor real do fator de segurança não seja exatamente o valor obtido num dado programa comercial. Por este motivo, devem especificar-se as situações em que se evidencia esta deficiência, e tentar superá-la utilizando relações tensões-deformações usuais em programas de elementos finitos incorporadas num método de equilíbrio limite convencional. Os métodos de equilíbrio limite mostram-se de facto promissores no contexto da análise de estabilidade de estruturas de terra, permitindo o seu desenvolvimento e aperfeiçoamento.

3.3. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

As metodologias de equilíbrio limite são bastante utilizadas na avaliação da estabilidade face à sua simplicidade. Porém, tal como foi acima mencionado, os métodos de equilíbrio limite apresentam as suas limitações, nomeadamente no que toca à representação de taludes constituídos por materiais heterogéneos, com propriedades físicas e mecânicas variáveis ao longo do tempo (Luciana Teixeira 2009).

Segundo Griffiths e Lane (1999), o problema dos métodos de equilíbrio limite reside no facto de se basearem na suposição de que a massa de solo deslizante pode ser dividida em fatias, o que por sua vez implica uma suposição adicional relacionada com a direção da força lateral que atua entre fatias, o que traz implicações para o equilíbrio. São precisamente as considerações feitas em volta das forças laterais que distinguem os métodos de equilíbrio limite entre si.

O método dos elementos finitos nasce na engenharia geotécnica em 1967, tendo sido introduzido por Clough e Woodward. Os autores mencionados debruçaram-se sobre o estudo de uma barragem de terra, adotando uma lei constitutiva não linear e comprovaram as potencialidades do MEF (João Silva, 2011). Porém, não se dispunha das ferramentas de cálculo hoje existentes e, não haviam sido ainda elaborados estudos comparativos entre a utilização do MEF e dos métodos de equilíbrio limite. Ao longo dos anos foi-se generalizando a utilização do MEF e hoje dispõe-se de programas comerciais de cálculo muitíssimo eficazes na análise de estabilidade de taludes.

Contrariamente aos métodos de equilíbrio limite, o método dos elementos finitos mostra-se adequado nas análises de tensão-deformação dos taludes. O MEF permite, no âmbito do estudo da estabilidade de solo, simulações de colapso. Ou seja, a aplicação do MEF nestes casos vai possibilitar a determinação de superfícies de deslizamento e o cálculo do fator de segurança. Esta simulação de rotura pode conseguir-se através de:

- redução progressiva dos parâmetros de resistência dos solos;
- aumento progressivo do carregamento que solicita o solo.

Os programas comerciais recorrem à redução dos parâmetros de resistência dos materiais fazendo com que $c' = \frac{c}{M}$ e $\tan \phi' = \frac{\tan \phi}{M}$, em que M é o parâmetro de redução dos valores da coesão e ângulo de atrito. Quando ocorre a rotura do material $M = FS$.

O uso do método dos elementos finitos na análise de estabilidade, comparativamente à utilização de um qualquer método de equilíbrio limite, apresenta inúmeras vantagens. Segundo Griffiths e Lane (1999) as principais vantagens são:

- O facto de não se proceder à subdivisão da massa em fatias, não havendo necessidade de considerar forças laterais entre as mesmas. O MEF preserva o equilíbrio global até se alcançar a rotura;
- Não ser necessária a determinação da forma e localização da superfície de deslizamento. Assume-se que a rotura ocorre naturalmente nas zonas da massa de solo em que a resistência ao corte não é capaz de suportar as tensões de corte aplicadas;
- Caso se disponha de dados relativos à compressibilidade do solo, a possibilidade de fornecer informações referentes às deformações verificadas nos vários níveis de tensão;
- A capacidade de monitorizar a rotura progressiva na tensão de corte última e em valores superiores.

3.4. O MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON

O método de Newton-Raphson foi inicialmente proposto para determinar zeros de polinómios. Este método de iteração linear consiste na escolha de uma função $\Psi(x)$ tal que $\Psi'(\alpha) = 0$, onde α é a raiz de $f(x)$ e $\alpha \in [a, b]$. Para garantir a convergência do método é necessário que $|\Psi'(x)| < 1$ no intervalo $[a, b]$ que contém a raiz de $f(x)$ (António Martins, 2007).

Ou seja, estima-se a raiz de uma função $f(x)$, usando o processo iterativo:

$$x_{n+1} = \Psi(x_n) \quad (3.47)$$

De uma forma geral, a função de iteração $\varphi(x_n)$ pode escrever-se:

$$\Psi(x_n) = x + A(x) \cdot f(x) \quad (3.48)$$

Para x igual à raiz de $f(x)$ tem-se $f(x) = 0$, isto é, $x = \Psi(x_n)$, para qualquer $A(x) \neq 0$.

Derivando a expressão (3.48) em ordem a x tem-se:

$$\Psi'(x_n) = 1 + A'(x) \cdot f(x) + A(x) \cdot f'(x) \quad (3.49)$$

Calculando a derivada na raiz de $f(x)$, tem-se:

$$\Psi'(\alpha) = 1 + A(\alpha) \cdot f'(\alpha) \quad (3.50)$$

Impondo que

$$\Psi'(\alpha) = 0 \quad (3.51)$$

Obtém-se

$$A(\alpha) \cdot f'(\alpha) = -1 \quad (3.52)$$

Ou seja

$$A(\alpha) = -\frac{1}{f'(\alpha)} \quad (3.53)$$

Considerando-se

$$A(x) = -\frac{1}{f'(x)} \quad (3.54)$$

E, substituindo na expressão (3.48), fica-se com a equação:

$$\Psi(x_n) = x - \frac{f(x)}{f'(x)} \quad (3.55)$$

O método concilia o processo iterativo traduzido na expressão (3.47) e, como função de iteração assume a expressão (3.55).

Geometricamente, este método substitui uma função por uma recta tangente à função em cada ponto x_n . O zero será aproximado pela intersecção da recta com o eixo das abcissas (Ana Faustino, 2006).

4

ESTUDO DETALHADO DO MÉTODO DE SARMA

4.1. PRIMEIRA FORMULAÇÃO DO MÉTODO DE SARMA (1973) – FATIAS VERTICAIS

Sarma (1973) desenvolveu um método que se debruça sobre uma diferente abordagem de determinação do fator de segurança de um talude. Trata-se de um método destinado a superfícies de deslizamento não circulares, onde a massa de solo potencialmente instável é dividida em fatias, pretendendo-se o cálculo de um coeficiente de aceleração horizontal K_c , necessário para gerar a rotura da massa (Soil Vision - Systems Ltd, 2007).

Para que melhor se compreenda esta nova metodologia, atente-se no seguinte raciocínio: analogamente ao que ocorre nas restantes análises de equilíbrio limite, assume-se a existência de uma superfície potencial de rotura e pretende-se encontrar um estado de tensão ao longo da superfície que garanta o equilíbrio estático do corpo livre, contido na superfície de deslizamento e na superfície de solo livre, isto é, que garanta $FS = 1$. Este estado deve ser visto como a tensão necessária para originar o desenvolvimento de uma falha ao longo da superfície. O fator de segurança F de um talude, define-se então como sendo um fator pelo qual as forças resistentes devem ser reduzidas, por forma a igualarem as forças mobilizadas, estabelecendo-se assim o equilíbrio. É exatamente segundo o mesmo princípio que este método é criado.

Através da observação da Figura 3.12, pode concluir-se que as equações e incógnitas associadas ao método de Sarma são as observáveis no quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Incógnitas e equações associadas ao método de Sarma.

Equações		Incógnitas	
Equilíbrio de forças	$2n$	Fator de segurança	1
Equilíbrio de momentos	n	N_i, T_i, p_i	$3n$
Resistência T	n	X_i, E_i, Z_i	$3(n - 1)$
Total de Equações	$4n$	Total de Incógnitas	$6n - 2$

Ou seja, o número final de incógnitas é de:

$$6n - 2 - 4n = 2n - 2$$

Para que a indeterminação possa ser solucionada, adotam-se as seguintes hipóteses:

- A distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias é definida com base numa função arbitrária Ψ , definida com base nos parâmetros de resistência;

$$\Delta X_i = \lambda \Psi_i \quad (4.1)$$

- Os esforços na base da fatia atuam no ponto médio da base ρ_i .
- As forças E e X que atuam nas extremidades da massa de solo e os pontos de aplicação das forças E são conhecidos, ou seja, na primeira fatia consideram-se E_1 , X_1 e Z_1 e, na última, E_{n+1} , X_{n+1} e Z_{n+1} .

Considere-se o equilíbrio da massa deslizante representada na figura 4.1, limitada pela superfície de deslizamento ABCD e pela superfície do talude.

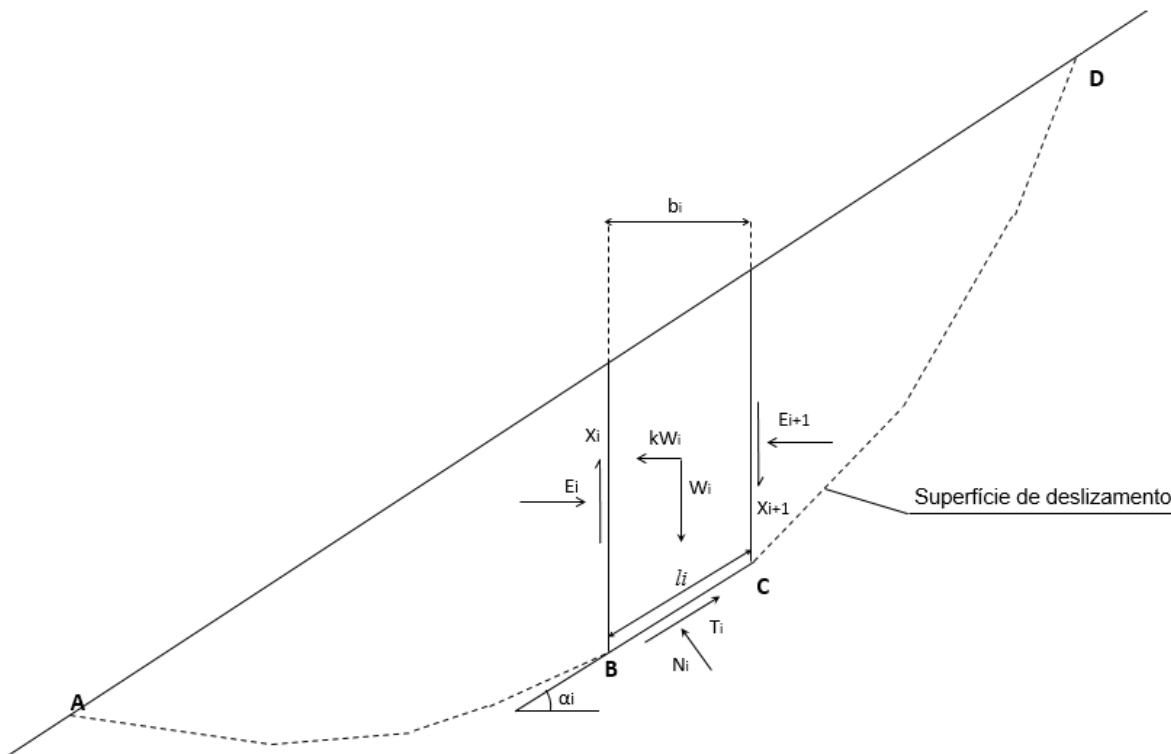


Figura 4.1 - Massa deslizante e forças aplicadas numa fatia vertical genérica (Sarma, 1973).

Imediatamente antes da ocorrência da rotura, a massa deslizante está em equilíbrio. Seguindo o raciocínio de Sarma, deve proceder-se à divisão da massa em n fatias verticais. A fatia i e as forças que sobre ela atuam estão representadas na fig. 4.1. Considera-se uma espessura suficientemente reduzida das fatias para que se possa assumir que a força normal N atua no ponto médio da base da fatia.

E uma vez que não existe qualquer força externa sob a superfície do talude, podemos afirmar que (Sarma, 1973):

$$\sum \Delta E_i = \sum (E_{i+1} - E_i) = 0 \quad (4.2)$$

$$\sum \Delta X_i = \sum (X_{i+1} - X_i) = 0 \quad (4.3)$$

O equilíbrio das forças horizontais e verticais é respetivamente calculado através das expressões (Sarma, 1973):

$$\sum F_H = 0 \leftrightarrow T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = kW_i + \Delta E_i \quad (4.4)$$

$$\sum F_V = 0 \leftrightarrow N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i + \Delta X_i \quad (4.5)$$

Assume-se que, sob ação da força kW_i , a resistência ao corte é totalmente mobilizada ao longo da superfície de deslizamento. O que significa estarmos perante uma situação em que se atingiu a aceleração crítica K_c e o fator de segurança unitário. Adotando o critério de rotura de Mohr-Coulomb, a força tangencial é dada por:

$$T_i = \frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i} + \left(N_i - \frac{u_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \phi'_i \quad (4.6)$$

Substituindo esta expressão na equação de equilíbrio vertical (4.5), chega-se à expressão:

$$N_i \cos \alpha_i + \left[\frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i} + \left(N_i - \frac{u_i b_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \phi'_i \right] \sin \alpha_i = W_i + \Delta X_i \quad (4.7)$$

Escrevendo a equação (4.7) em função de N_i , obtém-se:

$$N_i = \frac{W_i + \Delta X_i - c'_i b_i \tan \alpha_i + u_i b_i \tan \phi'_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi'_i} \quad (4.8)$$

De forma análoga, escrevendo a equação (4.5) em função de N_i , tem-se:

$$N_i = \frac{W_i + \Delta X_i - T_i \sin \alpha_i}{\cos \alpha_i} \quad (4.9)$$

Substituindo a expressão (4.9) na equação (4.6), esta última fica transformada na seguinte:

$$T_i \cos \alpha_i = c'_i b_i + (W_i + \Delta X_i - T_i \sin \alpha_i - u_i b_i) \tan \phi'_i \quad (4.10)$$

Pode simplificar-se a equação, obtendo:

$$T_i = \frac{(W_i + \Delta X_i - u_i b_i) \tan \phi'_i + c'_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi'_i} \quad (4.11)$$

Incluindo as equações (4.8) e (4.11) na equação de equilíbrio horizontal (4.4), reescreve-se esta última da seguinte forma:

$$\begin{aligned} & \frac{(W_i + \Delta X_i - u_i b_i) \tan \phi'_i + c'_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi'_i} \cos \alpha_i \\ & - \frac{W_i + \Delta X_i - c'_i b_i \tan \alpha_i + u_i b_i \tan \phi'_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi'_i} \sin \alpha_i \\ & = kW_i + \Delta E_i \end{aligned} \quad (4.12)$$

Efetuada sucessivas simplificações matemáticas na expressão (4.12), chega-se à seguinte expressão em função da ação horizontal kW_i :

$$\begin{aligned} kW_i = W_i \tan(\phi'_i - \alpha_i) + & \frac{\frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i} - \frac{u_i b_i \tan \phi'_i}{\cos \alpha_i}}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi'_i} \\ & - \Delta E_i + \Delta X_i \tan(\phi'_i - \alpha_i) \end{aligned} \quad (4.13)$$

Sarma modifica a expressão, apresentando-a da seguinte forma:

$$kW_i = D_i - \Delta E_i + \Delta X_i \tan(\phi'_i - \alpha_i) \quad (4.14)$$

onde,

$$D_i = W_i \tan(\phi'_i - \alpha_i) + \frac{\frac{c'_i b_i}{\cos \alpha_i} - \frac{u_i b_i \tan \phi'_i}{\cos \alpha_i}}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \phi'_i} \quad (4.15)$$

Pretende-se exprimir o equilíbrio de toda a massa deslizando, e por isso, a equação (4.14) deve ser reescrita, incluindo cada parcela como o somatório de todas as fatias:

$$\sum kW_i = \sum D_i - \sum \Delta E_i + \sum \Delta X_i \tan(\phi'_i - \alpha_i) \quad (4.16)$$

A segunda parcela é nula, como se constatou na equação (4.3), e, por isso, a equação (4.16) é transformada na seguinte:

$$\sum \Delta X_i \tan(\phi'_i - \alpha_i) - \sum kW_i = - \sum D_i \quad (4.17)$$

Esta expressão traduz a equação de equilíbrio de forças. Não obstante, se se pretende uma situação de equilíbrio completo da totalidade da massa, o equilíbrio de momentos terá igualmente de ser satisfeito. O momento pode ser calculado em qualquer ponto arbitrário da massa. Contudo, note-se que, ao calcularmos os momentos no centro de gravidade da massa deslizante (x_G , y_G), a soma das contribuições de W_i e kW_i é nula. E, além disso, as forças de interação X_i e E_i não provocam momento.

A fig. 4.2 traduz uma esquematização das considerações efetuadas no cálculo de momentos pelo método de Sarma, no que toca à definição do sentido positivo dos eixos e da relação entre o ponto médio da base e o centro de gravidade da massa deslizante.

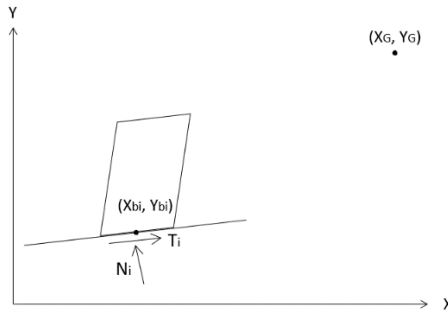


Figura 4.2 - Esquematização das considerações efetuadas para proceder ao cálculo do equilíbrio de momentos pelo Método de Sarma.

A expressão de equilíbrio de momentos é dada por:

$$\begin{aligned} & \sum (T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i)(y_{bi} - y_G) \\ & + \sum (N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i)(x_{bi} - x_G) = 0 \end{aligned} \quad (4.18)$$

Recorrendo às expressões (4.4) e (4.5), podemos escrever a equação de equilíbrio de momentos da seguinte forma:

$$\sum (kW_i + \Delta E_i)(y_{bi} - y_G) + \sum (W_i + \Delta X_i)(x_{bi} - x_G) = 0 \quad (4.19)$$

De acordo com o estabelecido na equação (4.16), tem-se que:

$$\begin{aligned} \sum [D_i - \Delta E_i + \Delta X_i \tan(\phi'_i - \alpha_i)] (y_{bi} - y_G) + \sum \Delta E_i (y_{bi} - y_G) \\ + \sum W_i (x_{bi} - x_G) + \sum \Delta X_i (x_{bi} - x_G) = 0 \end{aligned} \quad (4.20)$$

Por simplificação, obtém-se:

$$\begin{aligned} \sum \Delta X_i [\tan(\phi'_i - \alpha_i) (y_{bi} - y_G) + (x_{bi} - x_G)] \\ = - \sum W_i (x_{bi} - x_G) - \sum D_i (y_{bi} - y_G) \end{aligned} \quad (4.21)$$

Considere-se um sistema formado pelas equações (4.17) e (4.21). Pretende-se encontrar um conjunto de forças X capaz de satisfazer as expressões (4.1) e (4.21), sendo assim possível calcular a aceleração crítica $k = K_C$, substituindo esse conjunto de forças X na equação (4.17). Posteriormente, as equações (4.17) e (4.21) são satisfeitas atingindo-se assim o equilíbrio.

Uma vez que se assumiu anteriormente que:

$$\Delta X_i = \lambda \Psi_i \quad (4.22)$$

onde,

$$\sum \Psi_i = 0 \quad (4.23)$$

as equações (4.17) e (4.20), transformam-se nas seguintes:

$$\lambda \sum \Psi_i \tan(\phi'_i - \alpha_i) - \sum k W_i = - \sum D_i \quad (4.24)$$

$$\begin{aligned} \lambda \sum \Psi_i [\tan(\phi'_i - \alpha_i) (y_{bi} - y_G) + (x_{bi} - x_G)] \\ = - \sum W_i (x_{bi} - x_G) - \sum D_i (y_{bi} - y_G) \end{aligned} \quad (4.25)$$

Como se assume o conhecimento de Ψ_i , pode resolver-se em simultâneo as equações (4.24) e (4.25) para se obter os valores de λ e k , tal como se pode comprovar nas equações (4.26) e (4.27).

$$\lambda = \frac{- \sum W_i (x_{bi} - x_G) - \sum D_i (y_{bi} - y_G)}{\sum \Psi_i [\tan(\phi'_i - \alpha_i) (y_{bi} - y_G) + (x_{bi} - x_G)]} \quad (4.26)$$

$$k = \frac{-\sum D_i + \lambda \sum \Psi_i \tan(\phi'_i - \alpha_i)}{\sum W_i} \quad (4.27)$$

4.2. SEGUNDA FORMULAÇÃO DO MÉTODO DE SARMA (1979) – FATIAS INCLINADAS

Esta formulação posterior do método de Sarma (1979) considera que a massa contida no interior da superfície de deslizamento e a superfície do solo livre é dividida em n fatias (ou blocos) de faces não necessariamente verticais ou mesmo paralelas, como ilustra a figura 4.3.

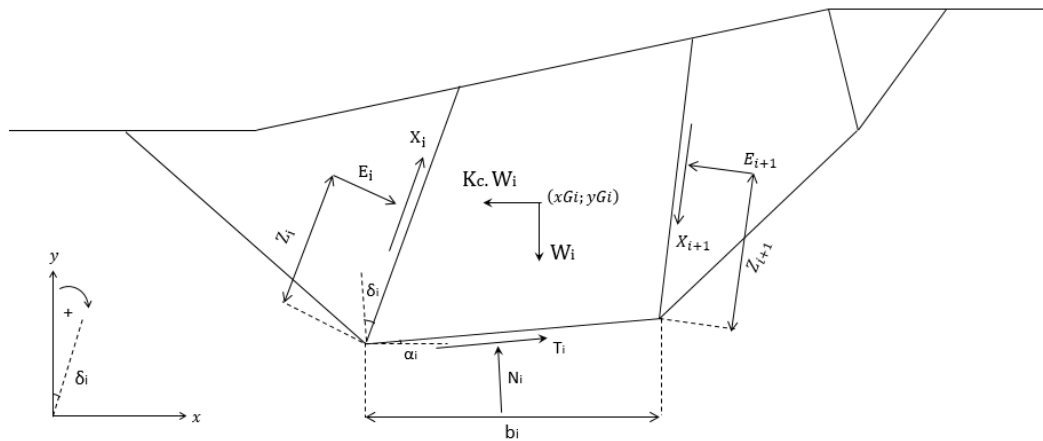


Figura 4.3 - Forças atuantes em fatias inclinadas individuais consideradas no método de Sarma.

Os blocos ficarão definidos pelas coordenadas dos seus vértices constituintes, podendo ser triangulares ou trapezoidais. A possibilidade de adotar uma inclinação variável dos lados que delimitam os blocos vai permitir a incorporação de características estruturais específicas do maciço, tais como descontinuidades (Jianping Sun et al., 2011). Esta análise permite incorporar diferentes resistências ao corte para as faces laterais e base de cada um dos blocos, o que faz com que esta abordagem se adeque perfeitamente ao estudo de maciços rochosos diaclasados e heterogêneos.

Mantém-se a consideração do valor crítico K_c do coeficiente sísmico horizontal como correspondendo a uma situação de equilíbrio limite, a que está associado um valor unitário do fator de segurança. Após a determinação de K_c e fazendo tender o coeficiente sísmico horizontal para zero obtém-se o valor do fator de segurança para condições estáticas.

Nestas condições e, considerando as forças atuantes em cada bloco, as equações de equilíbrio vertical e horizontal são dadas respetivamente por:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i + X_{i+1} \cos \delta_{i+1} - X_i \cos \delta_i - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} + E_i \sin \delta_i \quad (4.28)$$

$$\begin{aligned} T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= \\ &= K_c W_i + X_{i+1} \sin \delta_{i+1} - X_i \sin \delta_i + E_{i+1} \cos \delta_{i+1} - E_i \cos \delta_i \end{aligned} \quad (4.29)$$

onde,

N_i , E_i , E_{i+1} – representam as resultantes das tensões normais que atuam na base e lados do bloco, respetivamente;

T_i , X_i , X_{i+1} – representam as resultantes das tensões tangenciais que atuam na base e lados do bloco, respetivamente;

α_i – diz respeito ao ângulo que a base do bloco faz com a horizontal;

δ_i – é referente à inclinação da interface medida do eixo positivo do y para o eixo positivo do x.

Sarma assume que as condições de equilíbrio limite prevalecem quer na base quer nas faces laterais de cada bloco em simultâneo, e admite como critério de rotura ao longo das mesmas o critério de Mohr-Coulomb. Assim, considerando por simplicidade uma situação em que o nível freático esteja profundo e portanto as tensões efetivas coincidam com as tensões totais, tem-se:

$$T_i = N_i \tan \varphi_{B,i} + c_{B,i} b_i \sec \alpha_i \quad (4.30)$$

$$X_i = E_i \tan \varphi_{S,i} + c_{S,i} d_i \quad (4.31)$$

$$X_{i+1} = E_{i+1} \tan \varphi_{S,i+1} + c_{S,i+1} d_{i+1} \quad (4.32)$$

onde,

$\varphi_{B,i}$, $\varphi_{B,i+1}$ – são os ângulos de atrito na base e nas interfaces do bloco em estudo;

$c_{B,i}$, $c_{S,i}$, $c_{S,i+1}$ - representam os valores de coesão na base e laterais de cada bloco.

d_i - é o comprimento do lado esquerdo do bloco i ;

b_i - é o comprimento da projeção na horizontal da base do bloco i .

As equações (4.30), (4.31) e (4.32) são incluídas nas equações (4.28) e (4.29). Após sucessivas simplificações obtêm-se as seguintes expressões:

$$E_{i+1} = a_i - p_i K_c + E_i e_i \quad (4.33)$$

Na ausência de forças exteriores nas faces extremas considera-se:

$$E_{n+1} = E_1 = 0 \quad (4.34)$$

E, por consequência, tem-se:

$$K_c = \frac{a_n + a_{n-1}e_n + a_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + a_1 e_n e_{n-1} \dots e_3 e_2}{p_n + p_{n-1}e_n + p_{n-2}e_n e_{n-1} + \dots + p e_n e_{n-1} \dots e_3 e_2} \quad (4.35)$$

onde,

$$a_i = \frac{W_i \sin(\varphi_{B,i} - \alpha_i) + R_i \cos \varphi_{B,i} + S_{i+1} \sin(\varphi_{B,i} - \alpha_i - \delta_{i+1}) - S_i \sin(\varphi_{B,i} - \alpha_i - \delta_{i+1})}{\cos(\varphi_{B,i} - \alpha_i + \varphi_{S,i+1} - \delta_{i+1}) \sec \varphi_{S,i+1}} \quad (4.36)$$

$$p_i = \frac{W_i \cos(\varphi_{B,i} - \alpha_i)}{\cos(\varphi_{B,i} - \alpha_i + \varphi_{S,i+1} - \delta_{i+1}) \sec \varphi_{S,i+1}} \quad (4.37)$$

$$e_i = \frac{\cos(\varphi_{B,i} - \alpha_i + \varphi_{S,i+1} - \delta_i) \sec \varphi_{S,i}}{\cos(\varphi_{B,i} - \alpha_i + \varphi_{S,i+1} - \delta_{i+1}) \sec \varphi_{S,i+1}} \quad (4.38)$$

$$R_i = c_{B,i} b_i \sec \alpha_i \quad (4.39)$$

$$S_i = c_{S,i} d_i \quad (4.40)$$

O valor do fator de segurança FS é posteriormente calculado através da redução sucessiva dos parâmetros de resistência $\tan \frac{\varphi}{FS}$ e $\frac{c'}{FS}$ até que a aceleração horizontal seja reduzida do valor K_c a zero (Jianping Sun et al., 2011).

Após a determinação do valor crítico K_c do coeficiente sísmico horizontal (a que corresponde um valor unitário do fator de segurança F), as forças que atuam sobre os lados e a base de cada bloco podem encontrar-se através da solução progressiva das seguintes equações, a partir da condição conhecida $E_1 = 0$:

$$E_{i+1} = a_i - p_i K_c + E_i e_i \quad (4.41)$$

$$X_i = E_i \tan \varphi_{S,i} + c_{S,i} d_i \quad (4.42)$$

$$N_i = \frac{(W_i + X_{i+1} \cos \delta_{i+1} - X_i \cos \delta_i - E_{i+1} \sin \delta_{i+1} + E_i \sin \delta_i - R_i \sin \alpha_i) \cos \varphi_{B,i}}{\cos(\varphi_{B,i} - \alpha_i)} \quad (4.43)$$

$$T_i = N_i \tan \varphi_{B,i} + c_{B,i} b_i \sec \alpha_i \quad (4.44)$$

Para se obter uma solução aceitável, todas as forças normais que atuam sobre a base e os lados de qualquer bloco devem ser positivas. Sarma (1979) recomenda uma verificação final que determine se são satisfeitas as condições de equilíbrio de momentos. Relativamente à fig. 4.4., onde estão incluídas as coordenadas dos cantos constituintes de um bloco genérico, se se proceder ao cálculo do equilíbrio de momentos no ponto correspondente ao canto inferior esquerdo do bloco (ponto A) temos:

$$N_i l_i - \frac{X_{i+1} b_i \cos(\delta_{i+1} + \alpha_i)}{\cos \alpha_i} - E_i z_i + E_{i+1} \left(z_{i+1} + \frac{b_i \sin(\delta_{i+1} + \alpha_i)}{\cos \alpha_i} \right) - W_i (x_{Gi} - x_{Bi}) + K_c W_i (y_{Gi} - y_{Bi}) = 0 \quad (4.45)$$

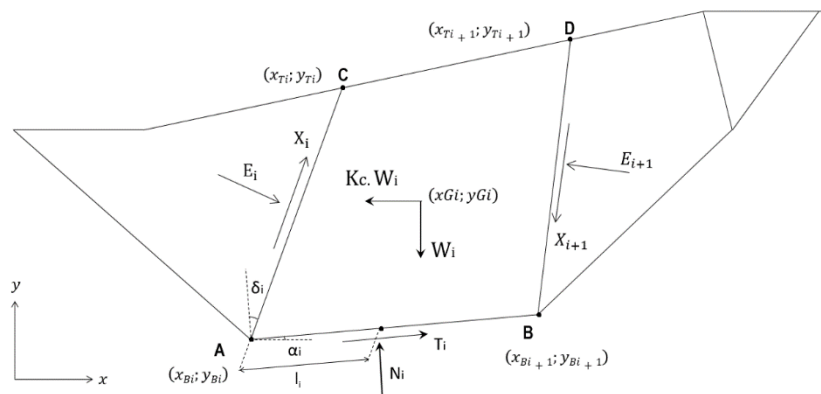


Figura 4.4 – Coordenadas dos cantos constituintes de uma fatia inclinada individual genérica consideradas na formulação do método de Sarma.

4.3. PRINCIPAIS DIFERENÇAS ENTRE O MÉTODO DE SARMA E OS RESTANTES MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

O método de Sarma conduz diretamente ao valor crítico K_c do coeficiente sísmico horizontal ($FS = 1$), a partir do qual se parte para a determinação do valor do fator de segurança para um valor nulo da ação sísmica. Os outros métodos de análise de estabilidade de taludes conduzem ao valor do fator de segurança associado ao valor admitido para a ação sísmica mas é necessário incluir um procedimento adicional para conseguir obter o valor crítico desta. Esse procedimento adicional pode ser implementado recorrendo ao método de Newton-Raphson. Para além desta diferença, na generalidade dos métodos o fator de segurança é determinado para cada configuração da superfície de deslizamento, alterando-se a localização dos seus pontos extremos e o seu raio, ao contrário do procedimento adotado por Sarma, em que K_c é calculado através da resolução de equações de equilíbrio, atendendo a restrições que possam ser impostas pelo utilizador (Lou Hamm, s.d.).

Pode ainda referir-se a possibilidade oferecida pelo método de Sarma face à admissão de fatias não verticais e não paralelas entre si, ao passo que nos restantes métodos as fatias assumem-se verticais. Uma das vantagens que advém desta particularidade é a possibilidade em incorporar diferentes resistências ao corte para as laterais e base de cada um dos blocos, retratando o que ocorre em maciços bastante heterogêneos.

Este método terá uma melhor aplicabilidade em taludes rochosos onde existam finas camadas de material com diferentes propriedades das camadas restantes. Por exemplo em minas a céu aberto, em que os minerais se encontram abaixo da superfície e a espessura do terreno de cobertura é significativa ou então, numa situação em que um dado material surja em veios na rocha, tendo de ser extraído recorrendo a métodos de mineração subterrânea.

4.4. ALGORITMO IMPLEMENTADO NO PROGRAMA TALUDES

O programa TALUDES de análise de estabilidade de taludes tem vindo a ser desenvolvido ao longo dos últimos anos no âmbito da dissertação em Geotecnia. Até à data presente, foram incorporados no programa os seguintes métodos de equilíbrio limite:

- a) Bishop
- b) Spencer
- c) Correia
- d) Morgenstern e Price
- e) Janbu

No âmbito do presente trabalho foi implementada no programa a primeira formulação do método de Sarma (de 1973), ou seja, a rotina incluída apenas tem a capacidade de analisar fatias verticais. Posteriormente, criou-se um programa independente, denominado por “*SARMA*”, com a capacidade de analisar taludes de fatias com uma qualquer geometria, aplicando a formulação posterior (de 1979) do método do mesmo autor.

4.4.1. DETERMINAÇÃO DE FS E KH

A programação incluída no programa *TALUDES* apenas tem a capacidade de analisar taludes divididos em fatias verticais e, como tal, segue os passos da primeira formulação de Sarma.

O programa “*SARMA*” segue a metodologia explicada na segunda formulação do método.

Ao longo da execução deste estudo, mostrou-se pertinente computar a geometria associada aos problemas abordados no capítulo seguinte, nomeadamente no que toca à divisão da massa deslizando em blocos, à posição dos centros de gravidade dos mesmos e à posição da linha de impulso. Neste contexto, elaborou-se uma nova rotina denominada por “*PLOTS*” com a capacidade de preparar ficheiros de dados com vista a criar uma representação gráfica através do programa *DRAWMESH*.

4.4.2. MÉTODO DE NEWTON-RAPHSON NO CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA PELO MÉTODO DE SARMA

À semelhança do que acontece em outros métodos de equilíbrio limite, o método de Sarma também requer um processo iterativo no cálculo do fator de segurança correspondente a $K_h = 0$.

Atente-se nas seguintes hipóteses:

- a) Começa-se por admitir o fator de segurança unitário $FS = 1$ e determina-se o K_c correspondente;
- b) Pretende-se reduzir K_c por forma a obter $K_h = 0$ e encontrar o valor do fator de segurança associado a esse caso.

Repare-se que, ao reduzir o K_h estamos no fundo a retirar ação sísmica, ou seja, é de esperar que o valor do fator de segurança aumente.

Uma vez que se tem a noção de um valor aproximado de uma variável independente e que se sabe que o K_h é função do FS , pode utilizar-se o método de Newton-Raphson para determinar o valor de FS que torna o K_h nulo.

Podemos escrever matematicamente este acréscimo do valor do fator de segurança da seguinte forma:

$$K(F + \Delta F) \approx K(F) + \frac{dK}{dF} \Delta F \approx 0 \quad (4.46)$$

Simplificando a expressão têm-se:

$$\Delta F = - \frac{K(F)}{\frac{dK}{dF}} \quad (4.47)$$

Ao primeiro valor F_1 considerado do fator de segurança:

$$F_1 = 1$$

corresponde um valor de K_h (que é o valor crítico K_c):

$$K_1 \rightarrow K(F_1)$$

Seja F_2 um segundo valor do fator de segurança que, por se pretender reduzir a zero o K_h , será superior a F_1 .

$$F_2 = F_1 + \Delta F_1$$

Este acréscimo ΔF_1 , conduz-nos a um novo valor, menor, da aceleração de Sarma K_2 .

$$K_2 = K_1 + \Delta K_1$$

Através dos pares de valores (F_1, K_1) e (F_2, K_2) pode transformar-se a expressão (4.23) na expressão:

$$\Delta F_2 = - \frac{K(F_2)}{\left(\frac{\Delta K}{\Delta F}\right)_1} \quad (4.48)$$

A um acréscimo do valor do fator de segurança corresponde um decréscimo do valor de K , isto é:

$$\Delta F_2 = - \frac{K_2}{\frac{\Delta K_1}{\Delta F_1}} \quad (4.49)$$

Através desta variante do método de Newton-Raphson, em que se calcula a derivada dK/dF de forma expedita através do quociente dos acréscimos $\Delta K/\Delta F$, chega-se rapidamente ao valor de F para K nulo.

4.5. DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DA LINHA DE IMPULSO

A leitura da bibliografia utilizada para execução da presente dissertação, permitiu concluir que a posição da linha de impulso é um conteúdo desvalorizado na formulação da maioria das metodologias de equilíbrio limite. Atualmente existem programas comerciais capazes de determinar as posições dos pontos de aplicação das forças de interação entre fatias, contudo, utilizam suposições prévias nem sempre suficientemente fundamentadas, acabando por considerar uma posição da linha de influência pouco confiável. Pretendendo-se contornar esta lacuna, foram feitas várias considerações relativamente

ao ponto de aplicação das forças normais N_i aplicadas na base dos blocos, tal como será esclarecido posteriormente.

A linha de impulso de um talude é construída a partir dos pontos de aplicação das forças de interação entre fatias nas interfaces das mesmas. A determinação da linha de impulso e das forças atuantes nas fatias deve ser feita partindo dos pontos extremos do maciço deslizante, uma vez que, nestes pontos as forças de interação são conhecidas (fig. 4.5). Através da observação da Figura 4.5, concluímos que os pontos extremos da linha de impulso vão ser coincidentes com os pontos extremos da superfície de deslizamento.

O cálculo da linha de impulso é realizado através da consideração do equilíbrio de momentos em relação ao canto inferior esquerdo da fatia, ponto de coordenadas (x_{Bi}, y_{Bi}) . A fig. 4.6 representa uma fatia genérica e as forças que nela atuam, bem como os respectivos pontos de aplicação e distâncias em relação ao ponto P.

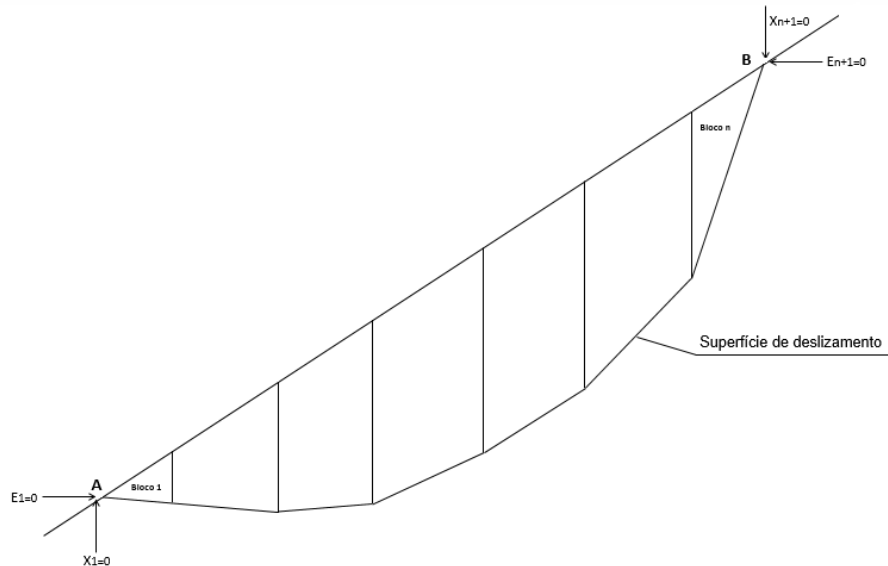


Figura 4.5- Forças nas extremidades da primeira e última fatia pelo Método de Sarma.

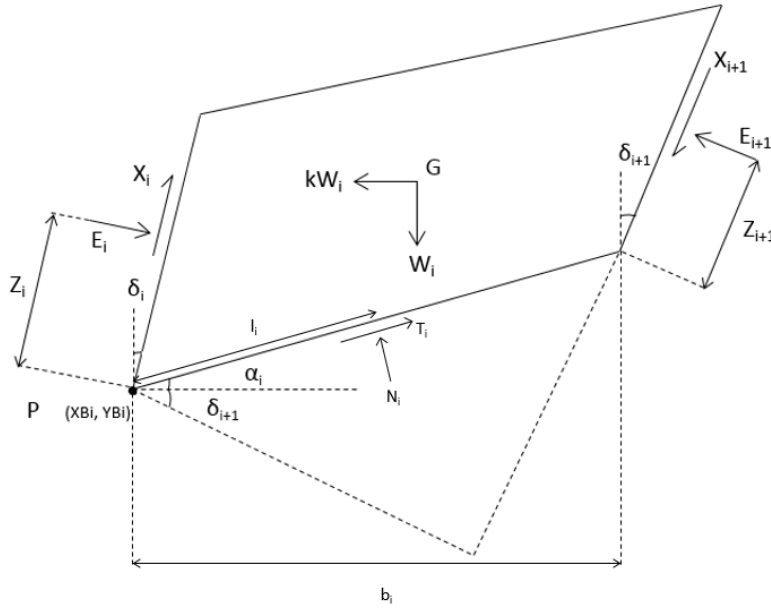


Figura 4.6 - Forças numa fatia genérica e pontos de aplicação associados.

O comprimento l_i diz respeito à distância do ponto de aplicação de N_i em relação ao ponto P.

Assim, e tomando o sentido contrário ao dos ponteiros do relógio como positivo para os momentos em P, tem-se:

$$N_i l_i - X_{i+1} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos(\delta_{i+1} + \alpha_i) - E_i Z_i + E_{i+1} \left[Z_{i+1} + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin(\delta_{i+1} + \alpha_i) \right] - W_i (x_{Gi} - x_{Bi}) + kW_i (y_{Gi} - y_{Bi}) = 0 \quad (4.50)$$

Para se visualizar a posição da linha de impulso, desenvolveu-se uma rotina chamada “IMPULS”, tornando possível uma construção gráfica posterior no programa “DRAWMESH”. Esta rotina começa por assumir que os pontos extremos da linha de impulso coincidem com os pontos extremos da superfície de deslizamento, isto é, os pontos de aplicação das forças E_1 e E_{n+1} são precisamente o primeiro e último ponto da superfície de deslizamento.

Em seguida, efetua o cálculo das forças E_{i+1} através da equação (4.33) e X_{i+1} através da equação (4.32). Utilizando o valor do peso de cada fatia W_i , previamente calculado, determina-se o valor das forças N_i de acordo com a expressão (4.43) e T_i utilizando a equação (4.44).

Por último, verifica-se o equilíbrio global em cada fatia.

4.5.1. CONSIDERAÇÕES EFETUADAS NA DETERMINAÇÃO DO PONTO DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS N_i

Um aspeto relevante reside na relação que a força normal à base da fatia N tem com as forças de interação entre fatias. A força normal atuante na base da fatia pode ter um valor diferente para os vários métodos de análise de estabilidade, dependendo da forma como estes abordam as forças de interação (Krahn, 2003). Note-se que a equação (4.50) só pode ser resolvida conhecendo-se a distância l_i . Neste contexto, foram feitas diferentes considerações relativamente a essa distância, o que resulta naturalmente na

admissão de uma diferente localização da linha de impulso. Na análise prática dos problemas apresentados no próximo capítulo vão ser consideradas três hipóteses, denominadas por critérios 1, 2 e 3.

- CRITÉRIO 1

A fig. 4.7 retrata uma massa deslizante genérica, dividida em blocos numerados de 1 a n e a localização das forças N_i em cada bloco individual.

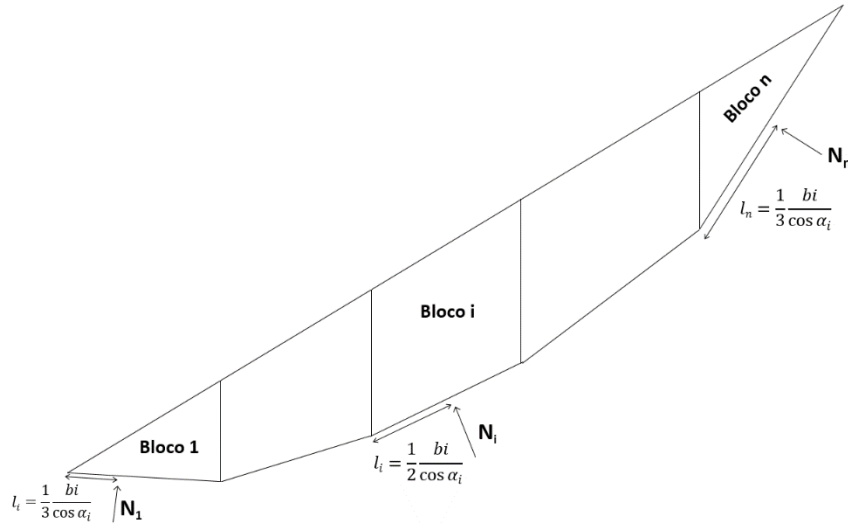


Figura 4.7 - Divisão em blocos de uma massa deslizante genérica e distâncias l_i associadas à posição da força N_i – critério 1.

O critério 1 assume que N_i está aplicada a uma distância l_i variável consoante o bloco em questão.

A distância l_1 associada ao primeiro bloco triangular, é dada por:

$$l_1 = \frac{2}{3} \frac{b_1}{\cos \alpha_1} \quad (4.51)$$

A distância l_i relativa a um qualquer bloco i trapezoidal, localizado entre o bloco 1 e o bloco n obtém-se através da expressão:

$$l_i = \frac{1}{2} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (4.52)$$

E, por último, a distância l_n associada ao último bloco n triangular, é dada por:

$$l_n = \frac{1}{3} \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \quad (4.53)$$

- CRITÉRIO 2

A Figura 4.8 ilustra um bloco individual i e a localização das forças N_i nesse mesmo bloco.

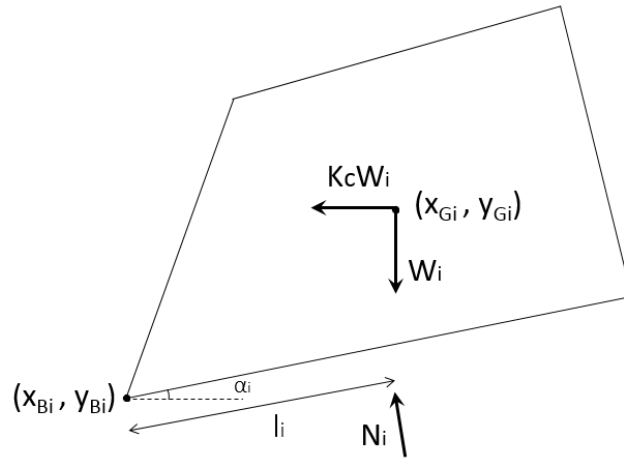


Figura 4.8 - Bloco genérico e distância l_i associadas à posição da força N_i – critério 2.

Tal como se observa na Figura 4.8, o critério 2 assume que a força N_i é aplicada no ponto de abscissa $x=x_{Gi}$, isto é, aplicada num ponto da base da fatia de abscissa igual à do centro de gravidade.

$$l_i = \frac{(x_{Gi} - x_{Bi})}{\cos \alpha_i} \quad (4.54)$$

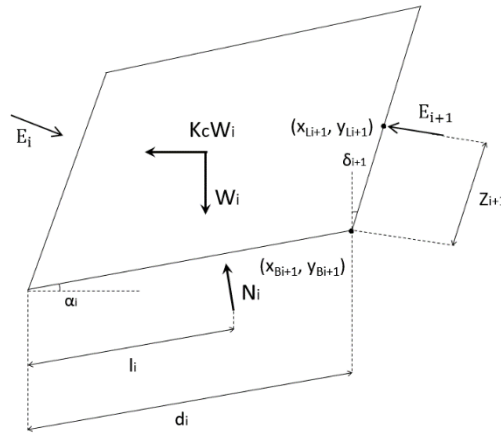
Pode considerar-se que esta hipótese é mais credível, pois não generaliza que a força N_i está aplicada obrigatoriamente no ponto médio da base da fatia, consideração realizada pela maioria dos métodos.

Atente-se nas figs. 4.5 e 4.6. As distâncias Z_i associadas ao primeiro e último bloco de uma massa deslizante com a configuração da fig. 4.5, devem considerar-se nulas, pois são blocos triangulares, estando a interface esquerda e direita, respetivamente, reduzidas a um ponto.

Depois de escolhido um critério associado à posição das forças N_i de cada bloco, conhece-se a distância l_i e, por isso, fica-se apenas com a incógnita Z_{i+1} . Assim, pode reescrever-se a equação (4.50) em ordem a Z_{i+1} , transformando-a na equação (4.55).

$$Z_{i+1} = \left[W_i(x_{Gi} - x_{Bi}) - kW_i(y_{Gi} - y_{Bi}) - N_i l_i + X_{i+1} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos(\delta_{i+1} + \alpha_i) + E_i Z_i - E_{i+1} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin(\delta_{i+1} + \alpha_i) \right] / E_{i+1} \quad (4.55)$$

A Figura 4.9 esquematiza a atuação da força E_{i+1} num bloco genérico e o respetivo ponto de aplicação dado pelas coordenadas (x_{Li+1}, y_{Li+1}) .


 Figura 4.9 – Força Z_{i+1} e respetivo ponto de aplicação.

O valor das coordenadas do ponto de aplicação da força E_{i+1} é determinado com auxílio a relações trigonométricas sendo dado por:

$$x_{Li+1} = x_{Bi+1} + Z_{i+1} \sin \delta_{i+1} \quad (4.56)$$

$$y_{Li+1} = y_{Bi+1} + Z_{i+1} \cos \delta_{i+1} \quad (4.57)$$

- CRITÉRIO 3

No critério 3 assume-se que a força N_i atua no ponto médio da base de cada fatia individual, à semelhança do que considera a maioria dos métodos de equilíbrio limite.

4.5.2. LINHAS DE IMPULSO ANALISADAS

Tal como se explicou no início do capítulo, o método de Sarma assume inicialmente uma situação de equilíbrio limite correspondente a um fator de segurança de valor igual à unidade e, através dessa consideração, efetua o cálculo de um coeficiente sísmico K_c , denominado crítico. Dispondo desse valor, recorre-se ao método de Newton-Raphson para chegarmos ao valor do fator de segurança estático, associado a um coeficiente sísmico nulo. Estas duas situações vão conduzir a posições distintas da linha de impulso.

Tem-se então uma linha de impulso associada ao caso em que o fator de segurança é igual a um e uma segunda linha de impulso associada ao caso em que o fator de segurança assume um valor superior. Em simultâneo serão considerados os critérios 1, 2 e 3, relativos à posição do ponto de aplicação das forças N_i em cada fatia, obtendo-se assim para cada linha de impulso, três situações distintas de análise.

No próximo capítulo essas linhas serão distinguidas por diferentes cores, permitindo uma análise mais simplificada.

5

CASOS DE ESTUDO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. GENERALIDADES

Pretendendo-se uma melhor compreensão do método de Sarma, foram analisados alguns casos práticos em programas comerciais e, posteriormente, foram comparados os seus resultados.

Durante uma fase prévia de recolha bibliográfica, foi encontrado um *software* inteiramente relacionado com o tema de análise de estabilidade – *GALENA* (versão 6.1.) da *Clover Technology*. Trata-se de um programa comercial cujo objetivo reside no cálculo da estabilidade de qualquer talude, permitindo ao utilizador a escolha de uma das seguintes metodologias de análise:

- a) Método de Bishop Simplificado
- b) Método de Spencer
- c) Método de Sarma

Para ser possível a utilização do programa, foi requerida via e-mail uma licença temporária da versão mais recente.

Também se utilizou o *software SLOPE/W* da *GEO-SLOPE* (versão 2007), igualmente de análise de estabilidade de taludes. E, neste caso, obtiveram-se dois valores do fator de segurança para cada caso, em função do equilíbrio de momentos e de forças respetivamente.

Os casos de estudo foram retirados de artigos referenciados na bibliografia da especialidade, de exemplos integrados no *software GALENA* e alguns foram propositadamente criados para confirmação de valores obtidos em trabalhos anteriores de investigação.

Ao longo deste capítulo e consoante o caso de estudo serão referidos os parâmetros materiais e de resistência adotados (γ ; γ_w ; c' ; ϕ'); as coordenadas da poligonal da superfície do talude (X_T ; Y_T); as coordenadas da superfície de deslizamento (X_B ; Y_B) e as coordenadas do nível da água (X_W ; Y_W). Para cada caso de estudo é apresentado um gráfico relativo à geometria do problema em questão, onde são visíveis:

- d) A superfície do talude;
- e) A superfície de deslizamento;
- f) A linha representativa do nível da água;
- g) As fatias de Sarma, referidas como “*Sarma Slice*”.

5.1.1. INTRODUÇÃO DE DADOS NO SOFTWARE *GALENA*

O programa *GALENA* exige o seguimento de um raciocínio lógico na introdução de dados, devendo obedecer-se à seguinte ordem:

- 1) Título do modelo a avaliar;
- 2) Número de materiais constituintes do talude e respectivas propriedades resistentes;
- 3) Peso volúmico da água;
- 4) Janela de visualização pretendida: coordenadas mínimas e máximas para abcissas e ordenadas;
- 5) Perfil dos materiais: coordenadas das camadas e atribuição de material associado;
- 6) Superfície do talude: coordenadas associadas;
- 7) Nível freático: coordenadas associadas;
- 8) Superfície de deslizamento: circular ou não circular; coordenadas associadas;
- 9) Análise de estabilidade pretendida: Método de Sarma (no contexto desta dissertação);
- 10) Divisão da massa em “*fatias de Sarma*”;
- 11) Salvar o modelo elaborado;
- 12) Apresentação de resultados: FS e K_c .

5.2. CASOS DE ESTUDO

5.2.1. CASO DE ESTUDO 1

O primeiro caso de estudo pertence a um conjunto de exemplos práticos fornecidos pelo programa *GALENA*. Trata-se de um simples talude homogéneo, isto é, constituído apenas por um material, dividido em duas cunhas. Com este exemplo pretende-se realizar uma demonstração dos cálculos envolvidos no método de Sarma, descritos rigorosamente no subcapítulo 4.2. Nos Quadros 5.1 e 5.2 podem observar-se as propriedades resistentes adotadas para o material e as coordenadas referentes à geometria do talude e à superfície de deslizamento.

Quadro 5.1 – Propriedades resistentes consideradas no Caso de Estudo 1.

γ [kN/m ³]	19,00
c' [kPa]	0,00
ϕ' [°]	25,00

Quadro 5.2 - Coordenadas do talude e da superfície de deslizamento associadas ao Caso de Estudo 1.

Ponto	1	2	3	4	5
X_T	2,00	25,00	50,00	70,00	95,00
Y_T	20,00	20,00	35,00	60,00	60,00
X_B		25,00	60,00	70,00	
Y_B		20,00	25,00	60,00	

A Figura 5.1 traduz a geometria do talude considerado neste exemplo. Como se pode observar, as fatias consideradas não são verticais, motivo pelo qual vão ser utilizadas as expressões contidas na segunda formulação de Sarma (1979).

Solução analítica obtida para o Caso de Estudo 1

Conforme se pode verificar pelas expressões contidas no subcapítulo 4.2., o método de Sarma exige o conhecimento de inúmeros dados associados a cada problema em análise. É essencial a definição de:

- coordenadas do topo do talude, da superfície de deslizamento e do nível freático;
- coordenadas dos vértices de cada bloco definido;
- posição do centro de gravidade de cada bloco;
- parâmetros resistentes associados à base e lados de cada bloco;
- peso de cada bloco;
- ângulos α_i e δ_i .

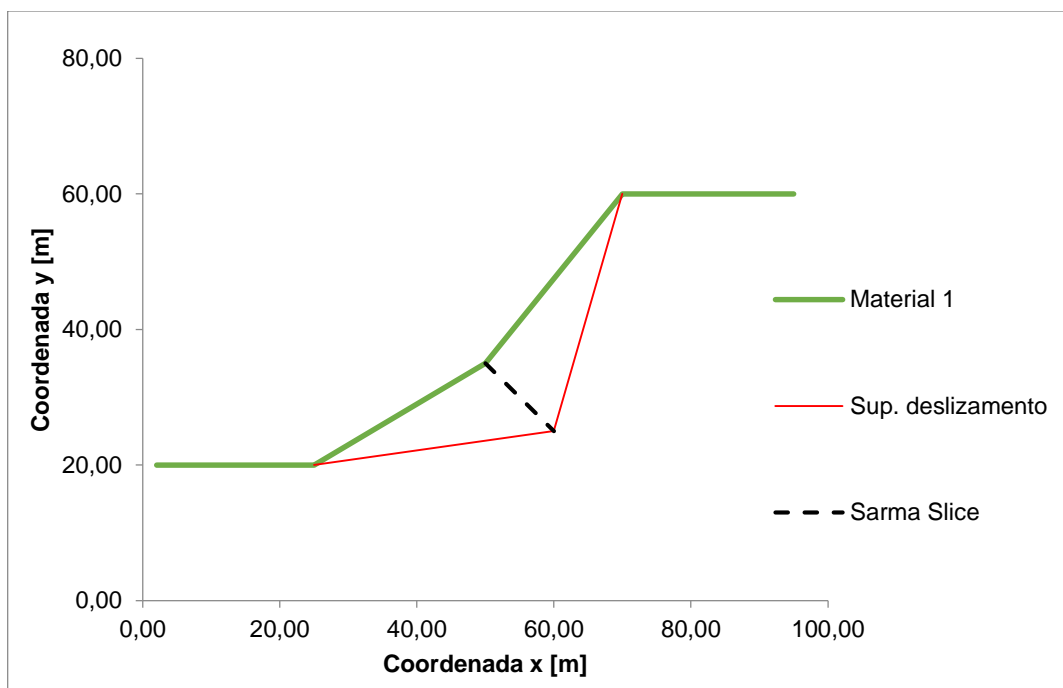


Figura 5.1 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 1.

A Figura 5.2 retrata a divisão em blocos da massa deslizante avaliada no caso de estudo 1.

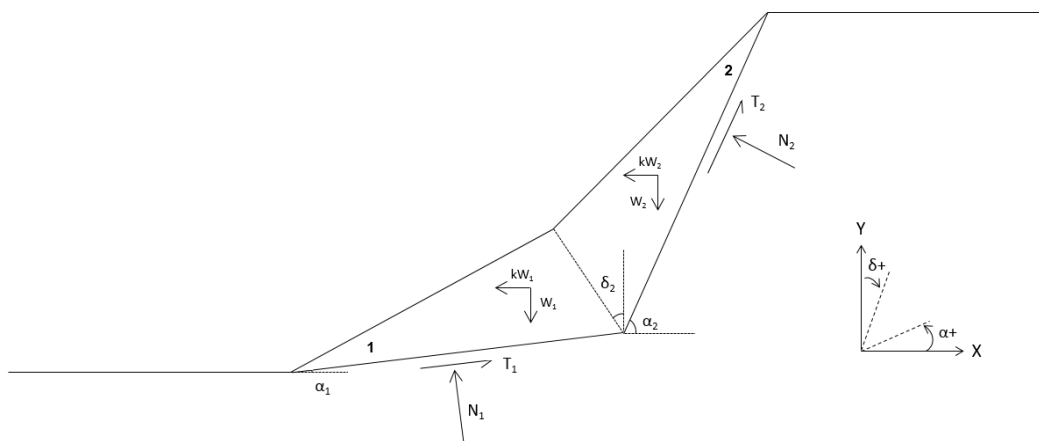


Figura 5.2 - Divisão em blocos da massa deslizante e ângulos α_i e δ_i do Caso de Estudo 1.

No Quadro 5.35.3 estão representados os valores dos parâmetros γ , c' e ϕ' associados aos bloco 1 e 2. Como podemos observar, os valores são iguais não só entre blocos, mas também relativamente à base e às interfaces de cada bloco, o que vai permitir que sejam efetuadas simplificações significativas nas expressões referidas no subcapítulo 4.2, associadas à segunda formulação de Sarma (1979).

Quadro 5.3 - Propriedades resistentes associadas aos blocos 1 e 2 da massa deslizante do Caso de Estudo 1.

Valores relevantes	Bloco 1 (base e interfaces)	Bloco 2 (base e interfaces)
γ [kN/m ³]	19,00	19,00
c' [kPa]	0,00	0,00
ϕ' [°]	25,00	25,00

BLOCO 1

Começando por analisar detalhadamente o bloco 1 representado na Figura 5.3, concluímos que a superfície 1 está reduzida a um ponto, motivo pelo qual se conclui que $X_1 = E_1 = 0$.

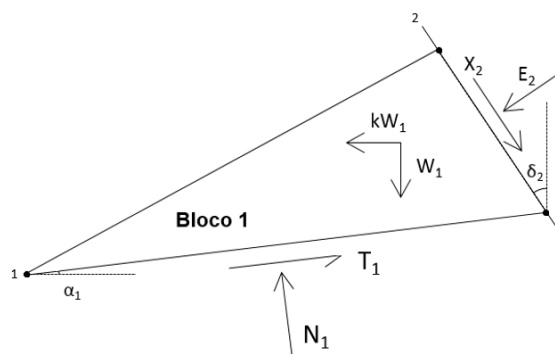


Figura 5.3 - Forças atuantes e ângulos α_i e δ_i associados ao bloco 1 do Caso de Estudo 1.

Deve começar-se por se adaptar as condições verificadas neste bloco às equações tradutoras do equilíbrio vertical (4.28) e horizontal (4.29) anteriormente discutidas no capítulo 4. Assim, tem-se:

$$N_1 \cos \alpha_1 + T_1 \sin \alpha_1 = W_1 + X_2 \cos \delta_2 - E_2 \sin \delta_2 \quad (5.1)$$

$$T_1 \cos \alpha_1 - N_1 \sin \alpha_1 = kW_1 + X_2 \sin \delta_2 + E_2 \cos \delta_2 \quad (5.2)$$

Uma vez que a coesão é nula e que o valor do ângulo de atrito é igual em toda a massa deslizando, a equação de equilíbrio limite na base do bloco 1 é dada por:

$$T_1 = N_1 \tan \phi'_{B1} + c'_{B1} b_1 \sec \alpha_1 = N_1 \tan \phi' \quad (5.3)$$

Relativamente às interfaces do bloco, sabe-se que a coesão é novamente nula e, dessa forma, as equações (4.32) e (4.32) são transformadas nas seguintes:

$$X_1 = 0 \quad (5.4)$$

$$X_2 = E_2 \tan \phi'_{S2} + c'_{S2} d_2 = E_2 \tan \phi'_{S2} = E_2 \tan \phi' \quad (5.5)$$

Tal como se verificou no Quadro 5.3, tomando $c'_{B1} = c'_{B2} = c'_{S2} = 0$ e $\phi'_{B1} = \phi'_{B2} = \phi'_{S2} = \phi'$, podemos substituir na equação (5.1) as equações (5.3), (5.4) e (5.5), obtendo:

$$N_1 \cos \alpha_1 + (N_1 \tan \phi') \sin \alpha_1 = W_1 + (E_2 \tan \phi') \cos \delta_2 - E_2 \sin \delta_2 \quad (5.6)$$

Reescrevendo a expressão em ordem a N_1 tem-se:

$$N_1 = [W_1 + E_2 (\cos \delta_2 \tan \phi' - \sin \delta_2)] / (\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1 \tan \phi') \quad (5.7)$$

Substituindo agora na equação de equilíbrio horizontal (5.2) as equações (5.3), (5.4) e (5.5), obtém-se simplificadaamente:

$$N_1 (\cos \alpha_1 \tan \phi' - \sin \alpha_1) = kW_1 + E_2 (\sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2) \quad (5.8)$$

Resolvendo a expressão (5.8) em ordem a N_1 , tem-se:

$$N_1 = [kW_1 + E_2 (\sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2)] / (\cos \alpha_1 \tan \phi' - \sin \alpha_1) \quad (5.9)$$

Igualando as expressões (5.7) a (5.9), fica-se com a expressão:

$$\begin{aligned} & [W_1 + E_2(\cos \delta_2 \tan \phi' - \sin \delta_2)](\cos \alpha_1 \tan \phi' - \sin \alpha_1) \\ & = [kW_1 + E_2(\sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2)](\cos \alpha_1 + \sin \alpha_1 \tan \phi') \end{aligned} \quad (5.10)$$

Por simplificação considere-se:

$$a_1 = \cos \delta_2 \tan \phi' - \sin \delta_2 \quad (5.11)$$

$$a_2 = \cos \alpha_1 \tan \phi' - \sin \alpha_1 \quad (5.12)$$

$$a_3 = \sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2 \quad (5.13)$$

$$a_4 = \cos \alpha_1 + \sin \alpha_1 \tan \phi' \quad (5.14)$$

Com base nestas quatro expressões, pode reescrever-se a equação (5.10) da seguinte forma:

$$\begin{aligned} (W_1 + E_2 a_1) a_2 &= (kW_1 + E_2 a_3) a_4 \leftrightarrow \\ \leftrightarrow E_2 (a_3 a_4 - a_1 a_2) &= W_1 a_2 - kW_1 a_4 \end{aligned} \quad (5.15)$$

Resolvendo a expressão em ordem a E_2 , temos:

$$E_2 = (W_1 a_2 - kW_1 a_4) / (a_3 a_4 - a_1 a_2) \quad (5.16)$$

BLOCO 2

Analisando o bloco 2 representado na fig. 5.4, apercebemo-nos que a secção 3 está reduzida a um ponto e que, por esse motivo, $X_3 = E_3 = 0$. Tal como foi referido acima, os valores da coesão e ângulo de atrito são iguais aos admitidos para o bloco 1.

Mais uma vez devem voltar a adaptar-se as condições verificadas neste bloco às equações tradutoras do equilíbrio vertical (4.28) e horizontal (4.29). Assim, obtêm-se as expressões:

$$N_2 \cos \alpha_2 + T_2 \sin \alpha_2 = W_2 - X_2 \cos \delta_2 + E_2 \sin \delta_2 \quad (5.17)$$

$$T_2 \cos \alpha_2 - N_2 \sin \alpha_2 = kW_2 - X_2 \sin \delta_2 - E_2 \cos \delta_2 \quad (5.18)$$

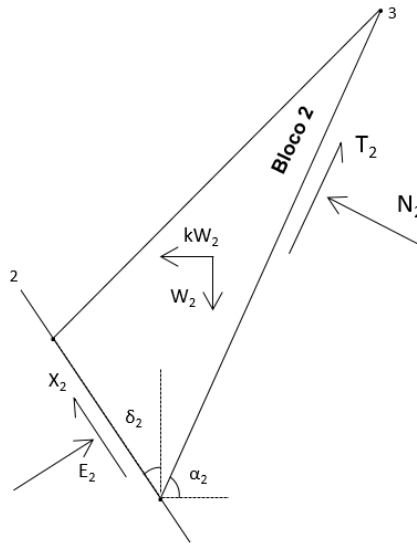


Figura 5.4 - Forças atuantes e ângulos α_2 e δ_2 associados ao bloco 2 do Caso de Estudo 1.

A equação de equilíbrio limite definida para a base do bloco 2 é:

$$T_2 = N_2 \tan \phi' \quad (5.19)$$

E, definindo para as interfaces do bloco, as expressões são as seguintes:

$$X_2 = E_2 \tan \phi' \quad (5.20)$$

$$X_3 = 0 \quad (5.21)$$

Incorporando na equação (5.17) as expressões (5.20) e (5.21), a expressão adquire a seguinte forma:

$$N_2 (\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2 \tan \phi') = W_2 - E_2 (\cos \delta_2 \tan \phi' - \sin \delta_2) \quad (5.22)$$

Escrevendo a expressão em função de N_2 obtém-se:

$$N_2 = [W_2 - E_2 (\cos \delta_2 \tan \phi' - \sin \delta_2)] / (\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2 \tan \phi') \quad (5.23)$$

Substituindo na equação (5.18) as equações (5.19) e (5.20), a equação fica transformada na seguinte:

$$N_2 (\cos \alpha_2 \tan \phi' - \sin \alpha_2) = kW_2 - E_2 (\sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2) \quad (5.24)$$

Reescrevendo em ordem a N_2 tem-se:

$$N_2 = [kW_2 - E_2 (\sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2)] / (\cos \alpha_2 \tan \phi' - \sin \alpha_2) \quad (5.25)$$

Igualando as expressões (5.23) e (5.25), obtém-se:

$$\begin{aligned} & [W_2 - E_2(\cos \delta_2 \tan \phi' - \sin \delta_2)](\cos \alpha_2 \tan \phi' - \sin \alpha_2) = \\ & = [kW_2 - E_2(\sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2)](\cos \alpha_2 + \sin \alpha_2 \tan \phi') \end{aligned} \quad (5.26)$$

Por simplificação considere-se novamente a_1, a_3, e :

$$a_5 = \cos \alpha_2 \tan \phi' - \sin \alpha_2 \quad (5.27)$$

$$a_6 = \cos \alpha_2 + \sin \alpha_2 \tan \phi' \quad (5.28)$$

Incluindo estas simplificações na equação (5.26), obtém-se:

$$(W_2 - E_2 a_1) a_5 = (kW_2 - E_2 a_3) a_6 \quad (5.29)$$

Ordenando a expressão em função de E_2 , tem-se:

$$E_2(a_1 a_5 - a_3 a_6) = W_2 a_5 - kW_2 a_6 \quad (5.30)$$

Simplificadamente pode escrever-se:

$$E_2 = (W_2 a_5 - kW_2 a_6) / (a_1 a_5 - a_3 a_6) \quad (5.31)$$

Igualando as expressões (5.16) a (5.31) tem-se:

$$\frac{(W_1 a_2 - kW_1 a_4)}{a_3 a_4 - a_1 a_2} = \frac{(W_2 a_5 - kW_2 a_6)}{a_1 a_5 - a_3 a_6} \quad (5.32)$$

A expressão pode resolver-se da seguinte forma:

$$(W_1 a_2 - kW_1 a_4)(a_1 a_5 - a_3 a_6) = (W_2 a_5 - kW_2 a_6)(a_3 a_4 - a_1 a_2) \quad (5.33)$$

A expressão deve ser colocada em função de k , isto é, da aceleração horizontal, obtendo-se:

$$k = \frac{[W_2 a_5(a_3 a_4 - a_1 a_2) - W_1 a_2(a_1 a_5 - a_3 a_6)]}{[W_2 a_6(a_3 a_4 - a_1 a_2) - W_1 a_2(a_1 a_5 - a_3 a_6)]} \quad (5.34)$$

Simplificadamente tem-se:

$$k = \frac{W_2 a_3 a_4 a_5 - (W_2 + W_1) a_1 a_2 a_5 + W_1 a_2 a_3 a_6}{-W_2 a_1 a_2 a_6 + (W_2 + W_1) a_3 a_4 a_6 - W_1 a_1 a_4 a_5} \quad (5.35)$$

Por último, deve proceder-se à substituição das variáveis pelos seus valores correspondentes. O Quadro 5.4 contém os valores das variáveis que devem ser substituídos nas expressões acima inseridas.

Quadro 5.4 - Valores das variáveis α_1 , α_2 , δ_1 e δ_2 a considerar no Caso de Estudo 1.

α_1	α_2	δ_1	δ_2
$\tan^{-1}\left(\frac{5}{35}\right) = 8.13^\circ$	$\tan^{-1}\left(\frac{35}{10}\right) = 74.0546^\circ$	0°	-45°

O Quadro 5.5 contém os valores das áreas e pesos dos blocos 1 e 2.

Quadro 5.5 - Valores da área e peso de cada bloco do talude avaliado no Caso de Estudo 1.

Bloco	Área [m ²]	Peso [kN/m]
1	200	3800
2	225	4275

As soluções das equações (5.11), (5.12), (5.13), (5.14), (5.27) e (5.28) são:

$$a_1 = \cos \delta_2 \tan \phi' - \sin \delta_2 = 1.03683609$$

$$a_2 = \cos \alpha_1 \tan \phi' - \sin \alpha_1 = 0.32020156$$

$$a_3 = \sin \delta_2 \tan \phi' + \cos \delta_2 = 0.377377474$$

$$a_4 = \cos \alpha_1 + \sin \alpha_1 \tan \phi' = 1.05589478$$

$$a_5 = \cos \alpha_2 \tan \phi' - \sin \alpha_2 = -0.83341933$$

$$a_6 = \cos \alpha_2 + \sin \alpha_2 \tan \phi' = 0.7230871082$$

Consequentemente, a solução da equação (5.35), correspondente ao valor da aceleração crítica de Sarma, ou seja, associada à situação de fator de segurança unitário é:

$$k = k_c = \frac{W_2 a_3 a_4 a_5 - (W_2 + W_1) a_1 a_2 a_5 + W_1 a_2 a_3 a_6}{-W_2 a_1 a_2 a_6 + (W_2 + W_1) a_3 a_4 a_6 - W_1 a_1 a_4 a_5} = \frac{1146.61866}{4767.56856} = 0.2405$$

Pretende-se determinar o valor do fator de segurança associado à ausência de aceleração horizontal, ou seja, $K_c=0$. Para tal, proceder-se-á à utilização de um processo iterativo, reduzindo os parâmetros c' e $\tan(\phi')$ respetivamente por $\frac{c'}{FS}$ e $\frac{\tan \phi'}{FS}$. O valor do fator de segurança sofrerá pequenos acréscimos com o objetivo do valor da aceleração se aproximar cada vez mais de zero. Os valores obtidos ao longo desse processo estão registados no Quadro 5.65.6.

Quadro 5.6 - Valores de FS e de k correspondentes através de um processo iterativo.

FS	K
1	0.2405
1.1	0.133866
1.2	0.05104
1.27	0.002682
1.274	0.00011
1.2741	4.59E-05
1.27415	1.39E-05
1.27416	7.52E-06
1.27417	1.12E-06
1.274171	4.81E-07
1.274172	1.61E-07
1.274173	-8E-07
1.275	-0.00053
1.28	-0.00371

Concluimos assim que, por via analítica, os valores obtidos para o valor do fator de segurança e da aceleração crítica são:

$$FS = 1,27417 \text{ associado a um valor de aceleração de } K = 1.61E - 07$$

$$K_c = 0.2405$$

Soluções obtidas através de programas comerciais para o Caso de Estudo 1

- PROGRAMA *GALENA*

O programa *GALENA*, tal como foi referido, exige apenas a introdução de dados referentes às coordenadas do talude e respetiva superfície de deslizamento, nível freático e geometria das fatias desejada para a análise. Após introdução desses dados e escolha da metodologia de análise pretendida, o programa fornece ao utilizador os valores do fator de segurança FS, associado a uma situação de aceleração horizontal K nula, e da aceleração crítica K_c , associada a uma situação de equilíbrio limite, isto é, $FS=1$.

Os valores obtidos por este *software* para o problema 1 foram:

$$FS = 1.28$$

$$K_c = 0.241$$

- PROGRAMA SARMA

Uma vez que o programa se apoia na metodologia utilizada para a resolução analítica do problema, os resultados obtidos são coincidentes com os teóricos:

$$FS = 1.27417$$

$$FS = 0.2405$$

Comparação dos valores de FS e K_c obtidos no Caso de Estudo 1

O Quadro 5.75.7 efetua uma comparação entre os valores do fator de segurança e aceleração crítica obtidos no caso de estudo 1.

Quadro 5.7 - Comparação dos valores de FS e K_c obtidos no Caso de Estudo 1.

Parâmetro	Cálculo teórico	GALENA	SARMA
FS	1.27417	1.28	1.27417
K_c	0.2405	0.241	0.2405

Tal como se comprova no Quadro 5.75.7, os valores do fator de segurança e de aceleração crítica obtidos através dos programas comerciais aproximam-se bastante dos valores obtidos analiticamente. Assim, este exemplo prático reflete a precisão dos resultados conseguidos através dos programas. O caso de estudo 1 auxilia na compreensão da formulação do método de Sarma para fatias não verticais e permite a verificação do bom funcionamento da programação incluída no programa SARMA associada ao método de Sarma.

Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 1

Para além da admissão de um critério associado à posição do ponto de aplicação das forças N_i em cada fatia, deve atender-se ao facto do método de Sarma e, por consequência, a programação desenvolvida, se basearem em dois pressupostos principais:

- O valor do fator de segurança unitário, ou seja, a situação de equilíbrio limite, serve como ponto de partida e corresponde à ação de uma ação horizontal considerada crítica ($K=K_c$);
- A redução do coeficiente sísmico do valor crítico K_c para próximo de zero conduz à determinação do fator de segurança da massa deslizante em estudo em condições estáticas.

Assim, para cada critério assumido relativamente à posição das forças N_i ao longo da superfície de deslizamento, são geradas duas linhas de impulso: uma em função de $FS=1 \leftrightarrow K_c$, e uma segunda linha em função do FS correspondente ao coeficiente sísmico K_h nulo.

Considere-se que as linhas representadas a verde correspondem à situação de equilíbrio limite ($FS=1$ e $K=K_c$) e que as linhas azuis se referem à situação em que não existe aceleração ($K=0$). As marcas circulares representadas nas figuras representam os centros de gravidade dos blocos.

- CRITÉRIO 1

Assumindo que as forças N_i atuam segundo as condições impostas no critério 1, descrito no subcapítulo 4.4.3, obtém-se para o exemplo 1, através do programa *Drawmesh*, as configurações das linhas de impulso retratadas na Figura 5.5.

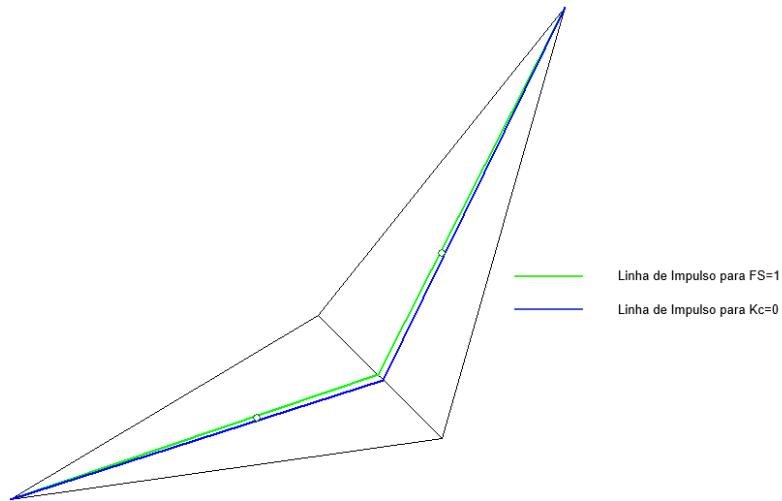


Figura 5.5 - Linhas de impulso obtidas adotando o critério 1.

- CRITÉRIO 2

Assumindo que as forças N_i atuam no ponto da base da fatia com abscissa igual à abscissa do centro de gravidade do bloco, obtiveram-se as configurações ilustradas na Figura 5.6.

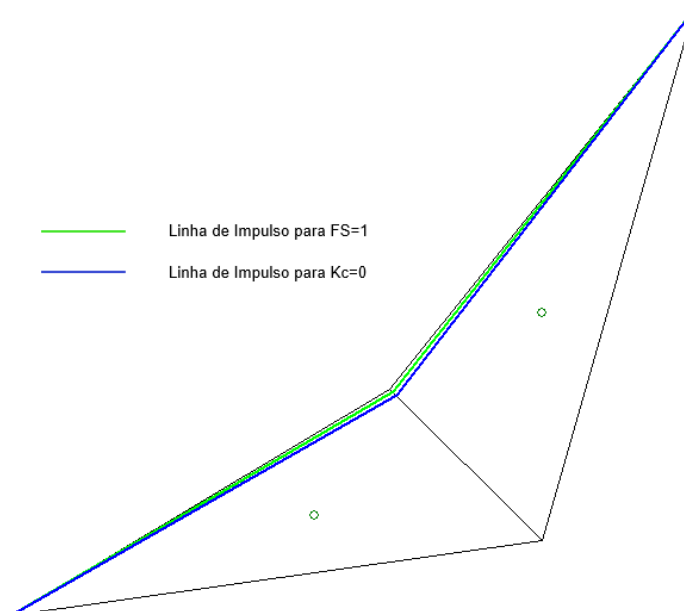


Figura 5.6 - Linhas de impulso obtidas adotando o critério 2.

- CRITÉRIO 3

Caso se considere que as forças N_i atuam no ponto médio da base de cada fatia, o traçado da linha de impulso é correspondente ao representado na Figura 5.7.

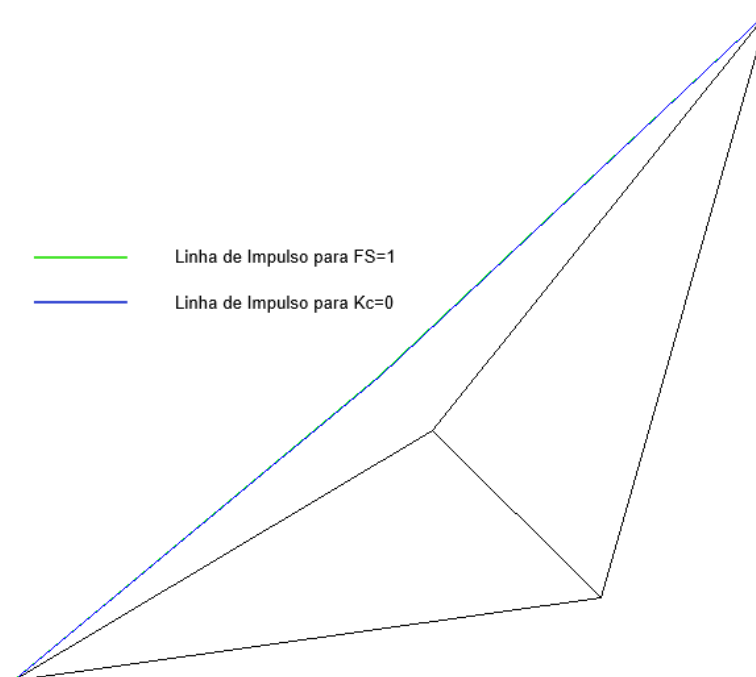


Figura 5.7 - Linhas de impulso obtidas adotando o critério 3.

Por observação das Figuras 5.5, 5.6 e 5.7, pode concluir-se que neste exemplo concreto, o critério 3 é aquele que conduz a piores resultados. Isto porque a linha de impulso não adquire uma configuração credível, estando localizada fora da massa em estudo. Os critérios 1 e 2 conduzem a traçados possíveis da linha de impulso, porém, é expectável que a forma que a linha de impulso assume na consideração do caso 1 seja mais viável, pois indica que a força E_i de interação atua aproximadamente a meio da interface. Deve atender-se ao facto dos três critérios propostos, ainda que fundamentados, serem apenas hipóteses possíveis de localização das forças N_i na base das fatias. Desta forma, as configurações das linhas de impulso são também hipóteses que devem ser analisadas individualmente, não permitindo na generalidade dos casos, concluir acerca da sua credibilidade, a não ser que esteja localizada fora da massa deslizante, tal como acontece na Figura 5.7.

Em casos em que o número de blocos seja superior e a dimensão (em projeção horizontal) dos blocos extremos de forma triangular seja menor em relação à da massa total em estudo, é expectável que as diferenças resultantes da adoção dos dois primeiros dos três critérios acima descritos sejam pouco significativas em termos da geometria da linha de impulso.

5.2.2. CASO DE ESTUDO 2

O segundo exemplo foi analisado por Hoek (1983) no contexto de um estudo sobre taludes rochosos em minas a céu aberto. Este exemplo retrata um exemplo de um talude rochoso escavado em mina a céu aberto, caso em que o recurso ao método de Sarma se justifica inteiramente, tal como foi referido no capítulo 4. A análise de estabilidade de taludes de rocha deste tipo foi primeiramente abordada pelo método de Sarma (Jianping Sun et al., 2011).

Como podemos observar na Figura 5.8 este caso é mais complexo que o caso de estudo 1 por diversos fatores. A superfície de deslizamento é mais irregular do que a analisada anteriormente e a configuração da evolução do nível freático, apenas poderia ser estimada através de conhecimentos rigorosos de hidrogeologia. Para além destas imposições, note-se que os blocos têm diferentes propriedades consoante o material que os constitui. Assume-se ainda a existência de uma falha que atravessa a massa de solo em causa.

No Quadro 5.85.8 são definidas as coordenadas do topo do talude e da superfície de deslizamento associados a este exemplo. E no Quadro 5.95.9 estão definidas as propriedades resistentes de cada bloco.

Quadro 5.8 - Coordenadas e propriedades resistentes do talude analisado no Caso de Estudo 2.

Lado nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9
X_T	20,00	135,00	170,00	288,00	312,00	450,00	580,00	660,00	765,00
Y_T	50,00	150,00	150,00	250,00	250,00	350,00	410,00	450,00	450,00
X_B	20,00	82,00	140,00	274,00	300,00	580,00	635,00	710,00	765,00
Y_B	50,00	60,00	68,00	115,00	123,00	265,00	311,00	380,00	450,00
c' [kPa]	0,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ' [°]	0,00	30,00	30,00	30,00	30,00	15,00	18,00	18,00	0,00

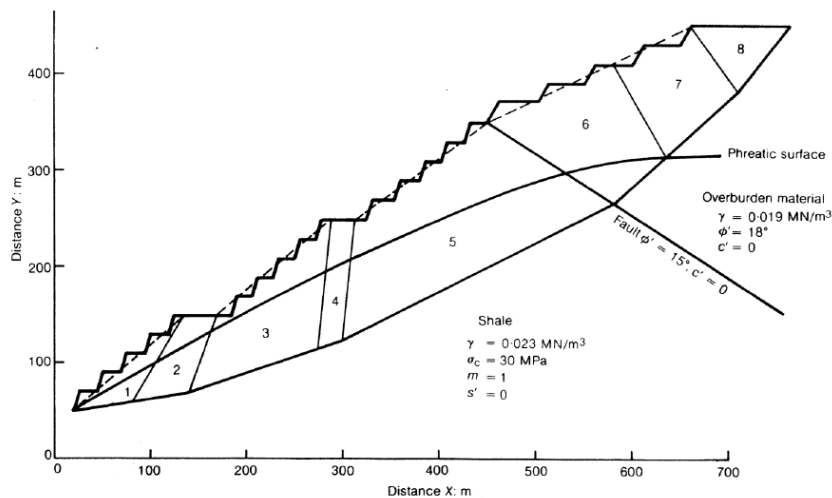


Figura 5.8 - Talude rochoso referente ao Exemplo 2 (Hoek, 1983).

Quadro 5.9 - Propriedades de cada bloco constituinte do talude avaliado no Caso de Estudo 2 (Hoek, 1983).

Bloco nº	1	2	3	4	5	6	7	8
γ [kN/m³]	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	19,00	19,00	19,00
c' [kPa]	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	0,00	0,00	0,00
ϕ' [°]	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	18,00	18,00	18,00

Os materiais foram definidos segundo o critério de rotura de Mohr Coulomb, consoante os dados dos Quadros 5.10 e 20.

Quadro 5.10 - Parâmetros resistentes associados ao Material 1.

γ [kN/m ³]	19,00
c' [kPa]	0,00
ϕ' [°]	18,00

Quadro 5.11 - Parâmetros resistentes associados ao Material 2.

γ [kN/m ³]	23,00
c' [kPa]	1000,00
ϕ' [°]	30,00

Pode analisar-se com melhor rigor a geometria do caso de estudo 2 através da Figura 5.9.

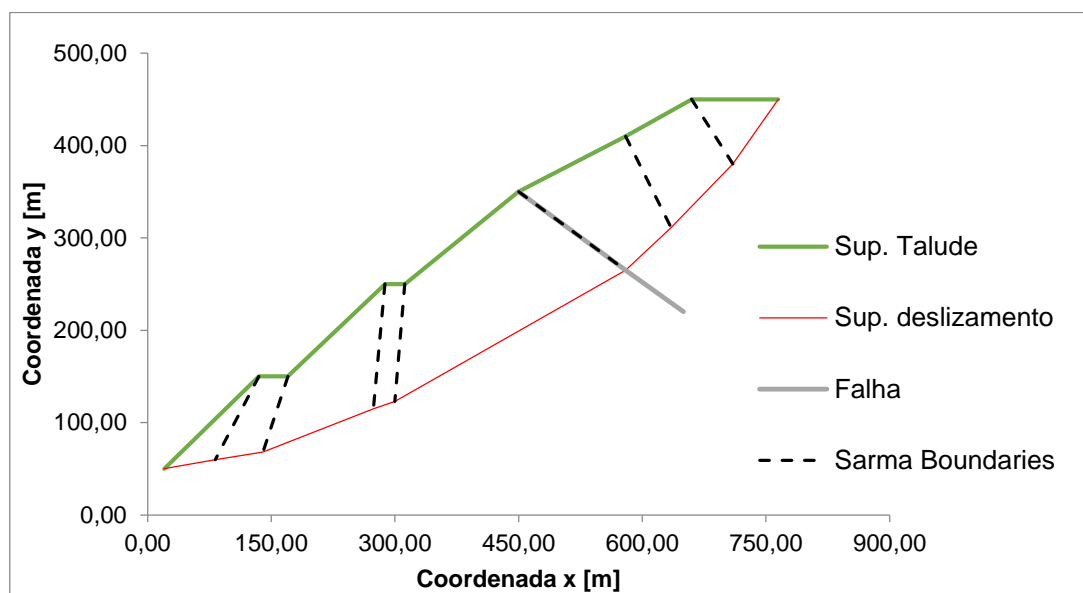


Figura 5.9 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 2.

Solução analítica obtida por Jianping Sun et al. (2011) para o Caso de Estudo 2

O valor do FS apresentado na publicação dos autores mencionados é:

$$FS = 1.97$$

Para valores de FS inferiores a 1.60, surgiam tensões negativas nas bases de alguns blocos e, por isso, os valores de aceleração crítica eram inaceitáveis. Para contornar esta situação, recorreram a uma análise que assume que quando os blocos extremos do talude estão estáveis, toda a massa deve ser considerada estável. Arbitram dois pontos de monitorização, um em cada bloco extremo e, avaliam a estabilidade dos dois blocos a partir do historial de deslocamento horizontal verificado nesses pontos. No entanto, o valor de K_c não consta na publicação, não sendo possível estabelecer uma comparação de valores obtidos pelos programas com um valor teórico.

Soluções obtidas através de programas comerciais para o Caso de Estudo 2

- PROGRAMA *GALENA*

Depois de introduzida a geometria e propriedades do talude em análise, o *software GALENA* gerou o seguinte par de valores:

$$FS = 1,97$$

$$K_c = 0,491$$

- PROGRAMA *SARMA*

O programa *SARMA* forneceu os seguintes valores:

$$FS = 1,9676$$

$$K_c = 0,4913$$

Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 2

Os valores do fator de segurança e da aceleração crítica obtidos analiticamente e pelo programa, estão presentes no Quadro 21.

Quadro 5.12 - Comparação dos valores de FS e K_c obtidos no Caso de Estudo 2.

Valores de FS		Valores de K_c
Jianping Sun et al.	1,9700	
<i>GALENA</i>	1,9700	0,4910
<i>SARMA</i>	1,9676	0,4913

Pode constatar-se que, quer os valores do FS, quer os valores da aceleração crítica, são praticamente coincidentes, concluindo mais uma vez que a programação desenvolvida no contexto da presente dissertação fornece resultados bastante satisfatórios e rigorosos.

Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 2

- CRITÉRIO 1

Assumindo que as forças N_i atuam segundo o critério 1, obtêm-se para o caso de estudo 2, as configurações das linhas de impulso retratadas na Figura 5.10.

- CRITÉRIO 2

A admissão do critério 2 para a determinação da posição a linha de impulso no caso de estudo 2, leva às seguintes configurações das linhas de impulso retratadas na Figura 5.11.

- CRITÉRIO 3

O critério 3 representante da hipótese amplamente aceite na maioria das metodologias de cálculo de estabilidade, dá origem às configurações das linhas de impulso retratadas na Figura 5.12.

Todas as linhas de impulso retratadas nas Figuras 10, 11 e 12, estão situadas no exterior da massa deslizante, o que, naturalmente, não é razoável. Esta situação deve-se ao facto de, na prática, antes de ocorrer um deslizamento de terras, o solo no topo do talude se romper por tração, dando origem à formação de fendas, denominadas por fendas de tração (Figura 5.13). Nesses casos, deve admitir-se que a superfície de deslizamento termina na extremidade da fenda, o que não sucede neste caso, originando configurações invulgares da linha de impulso. Taludes de terra compactados, construídos sobre camadas de fraca resistência, rompem-se por tração, ao invés de seguirem uma possível superfície de deslizamento teórica (Manoel Nunes, 2014).

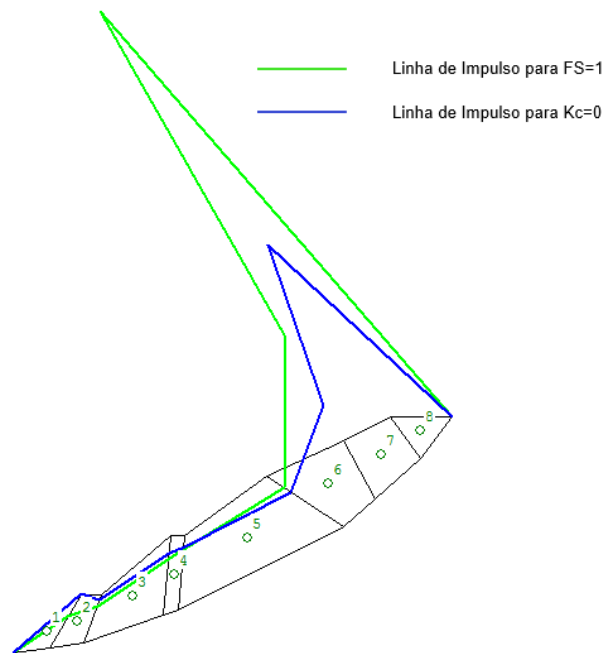


Figura 5.10 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 2 adotando o critério 1.

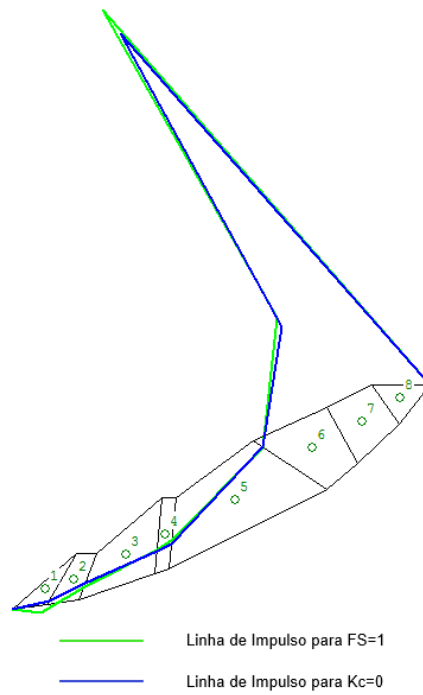


Figura 5.11 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 2 adotando o critério 2.

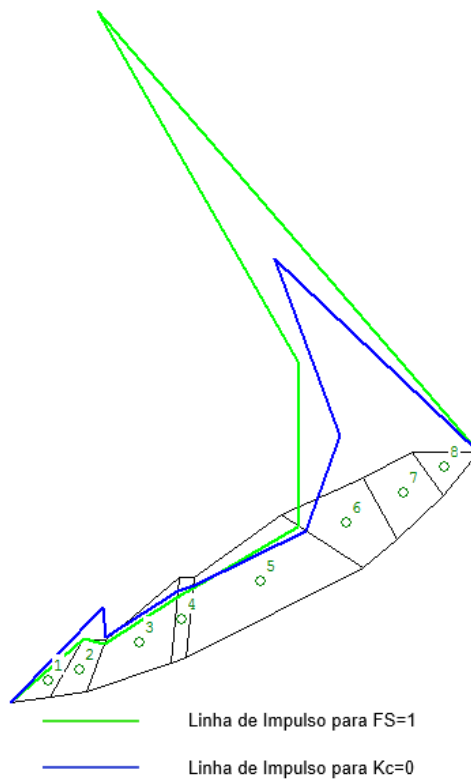


Figura 5.12 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 2 adotando o critério 3.

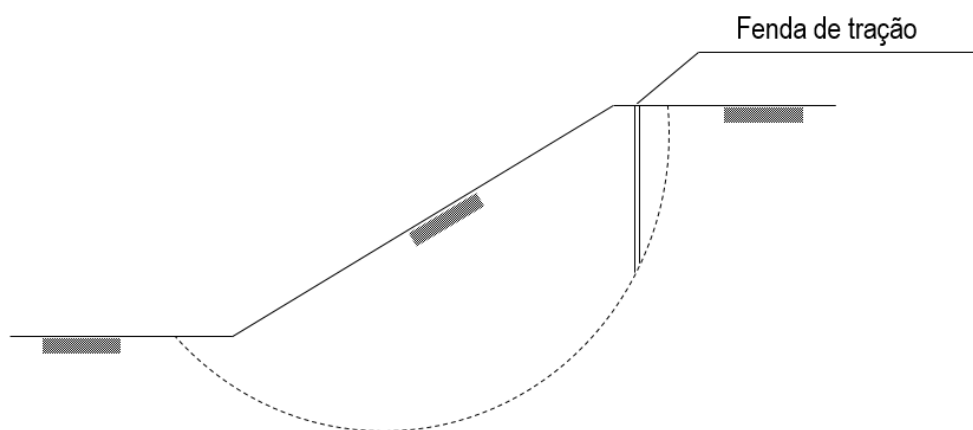


Figura 5.13 - Exemplificação do aparecimento de fendas de tração em taludes.

5.2.3. CASO DE ESTUDO 3

Este exemplo foi analisado por Evert Hoek em 1987 e, mais tarde foi revisto por Jianping Sun, Youjun Ning e Zhiye Zhao (2011).

Trata-se de uma ampla mina de carvão a céu aberto, onde se pode observar uma fina camada de carvão, recoberta por uma rocha de baixa densidade, facilmente desagregável, correntemente denominada por tufo. Falhas presentes ao longo do talude mostram que a rotura se dá ao longo do fino veio de carvão, terminando no contacto com o tufo (Hoek, 1987). As coordenadas relevantes associadas a este caso de estudo são visíveis no Quadro 5.135.13. A Figura 5.14 é uma esquematização do talude avaliado neste exemplo. Por último, o Quadro 5.145.14 é referente aos parâmetros de resistência adotados em cada bloco.

Quadro 5.13 – Coordenadas relevantes e parâmetros de resistência associados ao Caso de Estudo 3.

Lado nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
X_T	4,00	17,00	29,00	30,00	50,00	68,00	140,00	165,00	178,00	204,00
Y_T	17,00	26,00	26,00	24,00	25,00	37,00	88,00	90,00	99,00	103,00
X_B	4,00	17,00	29,00	30,00	50,00	80,00	155,00	173,00	186,00	204,00
Y_B	17,00	12,00	10,00	10,00	8,00	11,00	65,00	80,00	89,00	103,00
c' [kPa]	0,00	20,00	20,00	20,00	20,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ϕ' [°]	0,00	30,00	30,00	30,00	30,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00

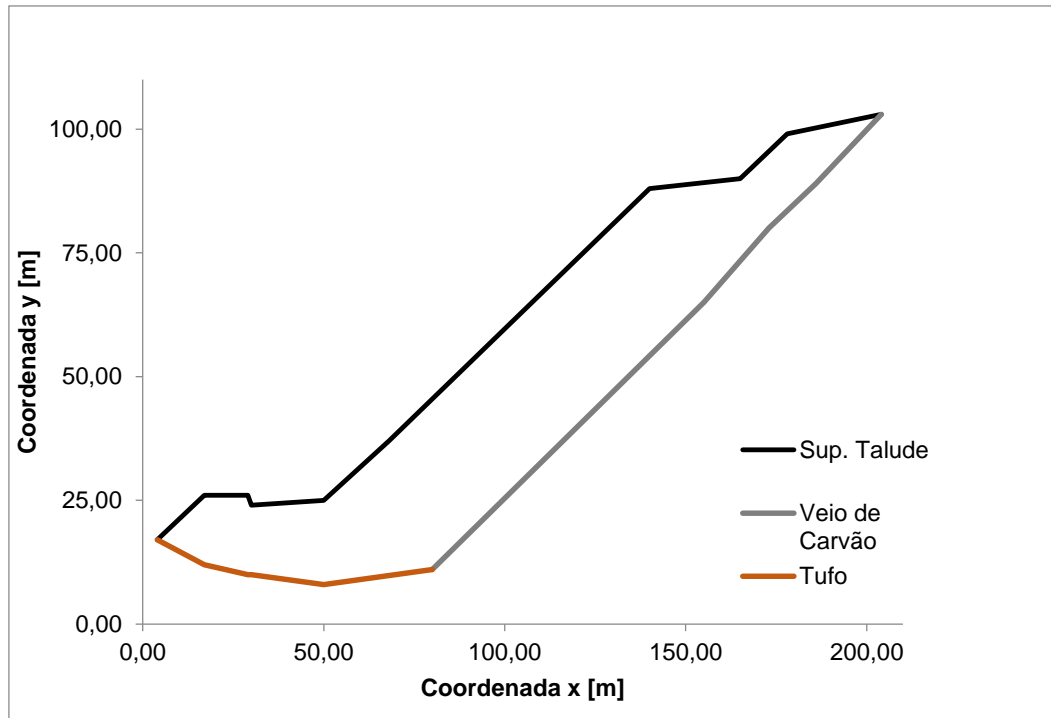


Figura 5.14 - Esquematização da mina a céu aberto do Caso de Estudo 3.

Quadro 5.14 - Propriedades resistentes de cada bloco constituinte da massa deslizando do Caso de Estudo 3.

Bloco nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9
c' [kPa]	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
ϕ' [°]	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
γ [kN/m ³]	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00	21,00

A subdivisão em fatias da massa deslizando avaliada neste exemplo é observável na Figura 5.15.

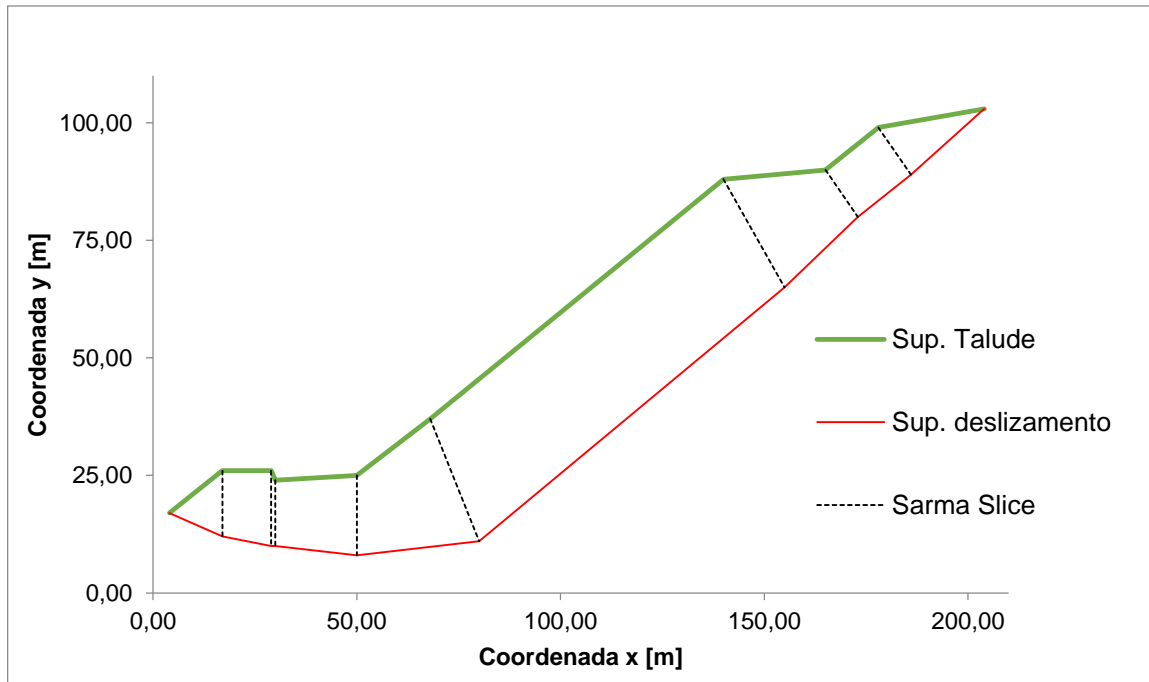


Figura 5.15 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 3.

Solução analítica obtida por Jianping Sun et al. (2011) para o Caso de Estudo 3

Os valores consultados no artigo de Jianping Sun et al. (2011) são:

$$FS = 1,60$$

$$Kc = 0,34$$

Soluções obtidas através de programas para o Caso de Estudo 3

- PROGRAMA *GALENA*

O programa Galena forneceu os seguintes valores:

$$FS = 1,6$$

$$Kc = 0,336$$

- PROGRAMA *SARMA*

Recorrendo ao programa *SARMA* obtiveram-se os valores:

$$FS = 1,597$$

$$Kc = 0,336$$

Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 3

No Quadro 5.15 é feita uma comparação de valores obtidos de FS e K_c .

Quadro 5.15 - Comparação entre os valores obtidos de FS e K_c no Exemplo 4.

Fonte	FS	K_c
Jianping Sun et al. (2011)	1,600	0,340
GALENA	1,600	0,336
SARMA	1,597	0,336

Mais uma vez, os valores dos parâmetros FS e K_c obtidos são muitíssimo semelhantes. O programa “SARMA” mostra-se eficaz na análise de estabilidade de taludes constituídos por diferentes materiais, com propriedades de resistência distintas. Pode concluir-se, à semelhança do que foi referido anteriormente, que o método de Sarma é indicado para análises de maciços deste tipo, em que existe mais do que anisotropia, isto é, os parâmetros resistentes das fatias podem diferir entre a base e as interfaces das fatias, apresentando resultados viáveis de forma idêntica às outras metodologias e, não necessitando de inúmeras iterações para que tal aconteça.

Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 3

- CRITÉRIO 1

Assumindo que as forças N_i atuam segundo o critério 1, obtêm-se para o caso de estudo 3, as configurações das linhas de impulso dispostas na Figura 5.16.

- CRITÉRIO 2

Assumindo o critério 2, isto é, considerando que o ponto de aplicação das forças N_i está localizado está alinhado verticalmente com o centro de gravidade da fatia, obtêm-se para o caso de estudo 3, as configurações das linhas de impulso da Figura 5.17.

- CRITÉRIO 3

Por último, adotando o critério 3, obtêm-se para o caso de estudo 3, as configurações das linhas de impulso observáveis na Figura 5.18.

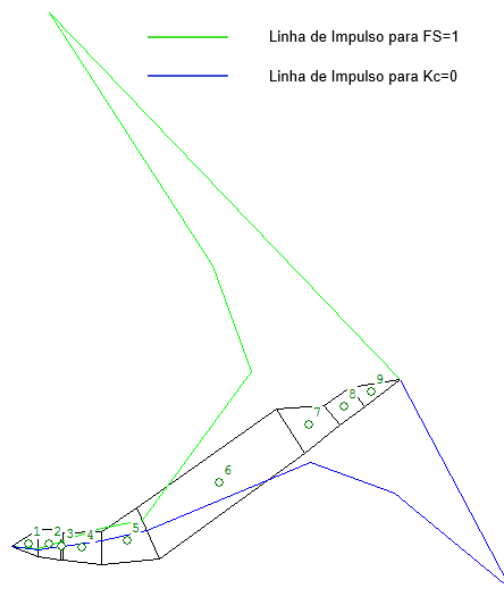


Figura 5.16 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 3 adotando o critério 1.

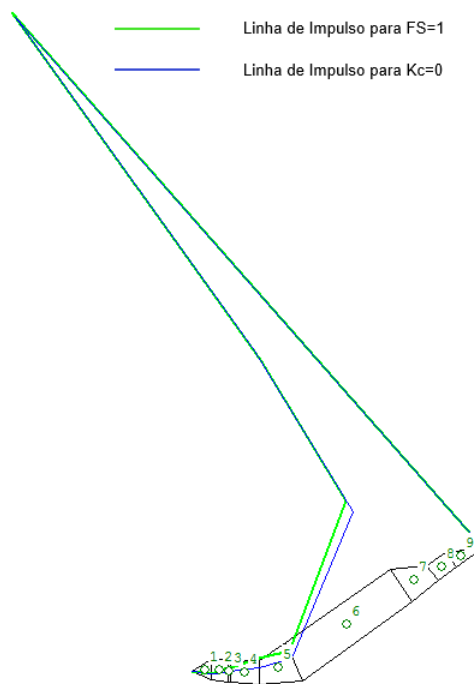


Figura 5.17 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 3 adotando o critério 2.

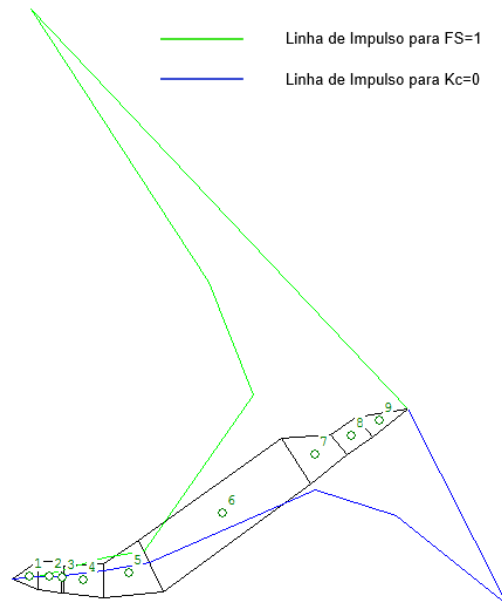


Figura 5.18 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 3 adotando o critério 3.

As seis configurações obtidas mostraram que, possivelmente, se ignorou a existência de fendas de tração numa parte superior do talude em análise. No pé do talude a linha de impulso manteve um traçado razoável, dando a ideia de que a partir do bloco número 5, as forças de interação estão aplicadas numa coordenada em y demasiado superior às coordenadas y da linha da interface entre o bloco 6 e o seguinte. Esta presunção pode ser verificada no ficheiro de resultados associado a este caso de estudo, obtido através do programa “SARMA”, tal como expõe a Figura 5.19.

*** BLOCO	X1	E1	X2	E2	W	N	S	XL	YL
Linha de impulso para FS=1 Critério 1									
1	0.000E+00	0.000E+00	5.226E+03	8.567E+03	1.911E+03	9.967E+03	6.033E+03	0.4000000E+01	0.1700000E+02
2	5.226E+03	8.567E+03	7.629E+03	1.266E+04	3.780E+03	6.980E+03	4.273E+03	0.1700000E+02	0.1596032E+02
3	7.629E+03	1.266E+04	7.652E+03	1.277E+04	3.150E+02	3.381E+02	2.152E+02	0.2900000E+02	0.1973776E+02
4	7.652E+03	1.277E+04	1.064E+04	1.784E+04	6.510E+03	1.017E+04	6.274E+03	0.3000000E+02	0.2019017E+02
5	1.064E+04	1.784E+04	1.082E+04	3.329E+04	1.178E+04	2.362E+04	1.424E+04	0.5000000E+02	0.2643379E+02
6	1.082E+04	3.329E+04	2.922E+03	8.993E+03	5.270E+04	3.064E+04	1.954E+04	0.7096264E+02	0.3058096E+02
7	2.922E+03	8.993E+03	1.240E+03	3.816E+03	9.502E+03	4.565E+03	3.104E+03	0.1272461E+03	0.1075560E+03
8	1.240E+03	3.816E+03	4.904E+02	1.509E+03	4.242E+03	1.769E+03	1.338E+03	0.1073173E+03	0.1621034E+03
9	4.904E+02	1.509E+03	0.000E+00	1.637E-11	3.066E+03	1.277E+03	1.193E+03	0.2308145E+02	0.2926482E+03
								0.2040000E+03	0.1030000E+03
*** BLOCO	X1	E1	X2	E2	W	N	S	XL	YL
Linha de impulso para FS=1 Critério 2									
1	0.000E+00	0.000E+00	5.226E+03	8.567E+03	1.911E+03	9.967E+03	6.033E+03	0.4000000E+01	0.1700000E+02
2	5.226E+03	8.567E+03	7.629E+03	1.266E+04	3.780E+03	6.980E+03	4.273E+03	0.1700000E+02	0.1596032E+02
3	7.629E+03	1.266E+04	7.652E+03	1.277E+04	3.150E+02	3.381E+02	2.152E+02	0.2900000E+02	0.1966322E+02
4	7.652E+03	1.277E+04	1.064E+04	1.784E+04	6.510E+03	1.017E+04	6.274E+03	0.3000000E+02	0.2011657E+02
5	1.064E+04	1.784E+04	1.082E+04	3.329E+04	1.178E+04	2.362E+04	1.424E+04	0.5000000E+02	0.2619624E+02
6	1.082E+04	3.329E+04	2.922E+03	8.993E+03	5.270E+04	3.064E+04	1.954E+04	0.7049993E+02	0.3158349E+02
7	2.922E+03	8.993E+03	1.240E+03	3.816E+03	9.502E+03	4.565E+03	3.104E+03	0.1092939E+03	0.1350826E+03
8	1.240E+03	3.816E+03	4.904E+02	1.509E+03	4.242E+03	1.769E+03	1.338E+03	0.5210429E+02	0.2311196E+03
9	4.904E+02	1.509E+03	0.000E+00	1.637E-11	3.066E+03	1.277E+03	1.193E+03	-0.1200532E+03	0.4715665E+03
								0.2040000E+03	0.1030000E+03
*** BLOCO	X1	E1	X2	E2	W	N	S	XL	YL
Linha de impulso para FS=1 Critério 3									
1	0.000E+00	0.000E+00	5.226E+03	8.567E+03	1.911E+03	9.967E+03	6.033E+03	0.4000000E+01	0.1700000E+02
2	5.226E+03	8.567E+03	7.629E+03	1.266E+04	3.780E+03	6.980E+03	4.273E+03	0.1700000E+02	0.1866119E+02
3	7.629E+03	1.266E+04	7.652E+03	1.277E+04	3.150E+02	3.381E+02	2.152E+02	0.2900000E+02	0.2156547E+02
4	7.652E+03	1.277E+04	1.064E+04	1.784E+04	6.510E+03	1.017E+04	6.274E+03	0.3000000E+02	0.2200224E+02
5	1.064E+04	1.784E+04	1.082E+04	3.329E+04	1.178E+04	2.362E+04	1.424E+04	0.5000000E+02	0.2773107E+02
6	1.082E+04	3.329E+04	2.922E+03	8.993E+03	5.270E+04	3.064E+04	1.954E+04	0.7067138E+02	0.3121201E+02
7	2.922E+03	8.993E+03	1.240E+03	3.816E+03	9.502E+03	4.565E+03	3.104E+03	0.1258406E+03	0.1097111E+03
8	1.240E+03	3.816E+03	4.904E+02	1.509E+03	4.242E+03	1.769E+03	1.338E+03	0.1035292E+03	0.1668385E+03
9	4.904E+02	1.509E+03	0.000E+00	1.637E-11	3.066E+03	1.277E+03	1.193E+03	0.1350571E+02	0.3046179E+03
								0.2040000E+03	0.1030000E+03

Figura 5.19 - Resultados obtidos para o Caso de Estudo 3 a partir do programa SARMA.

5.2.4. CASO DE ESTUDO 4

O presente exemplo representa um talude subdividido em 5 fatias verticais com uma superfície de deslizamento poligonal. As fatias assumiram-se verticais, ao contrário da geometria utilizada por Sarma. Contudo, a segunda formulação do método tem a capacidade de analisar este tipo de fatia, bastando que a coordenada X_T do talude coincida com a coordenada X_B da superfície de deslizamento, por forma a que a sua união seja perfeitamente vertical. Isto é, embora o método de Sarma (1979) não tenha sido concebido unicamente para análise de massas de solo subdivididas em fatias perfeitamente verticais, pode fazê-lo. No entanto, recorreu-se à programação do método de Sarma incluída no programa *TALUDES*, desenvolvida propositadamente para avaliar taludes subdivididos em fatias verticais.

Na Figura 5.20 pode observar-se a geometria do exemplo em estudo.

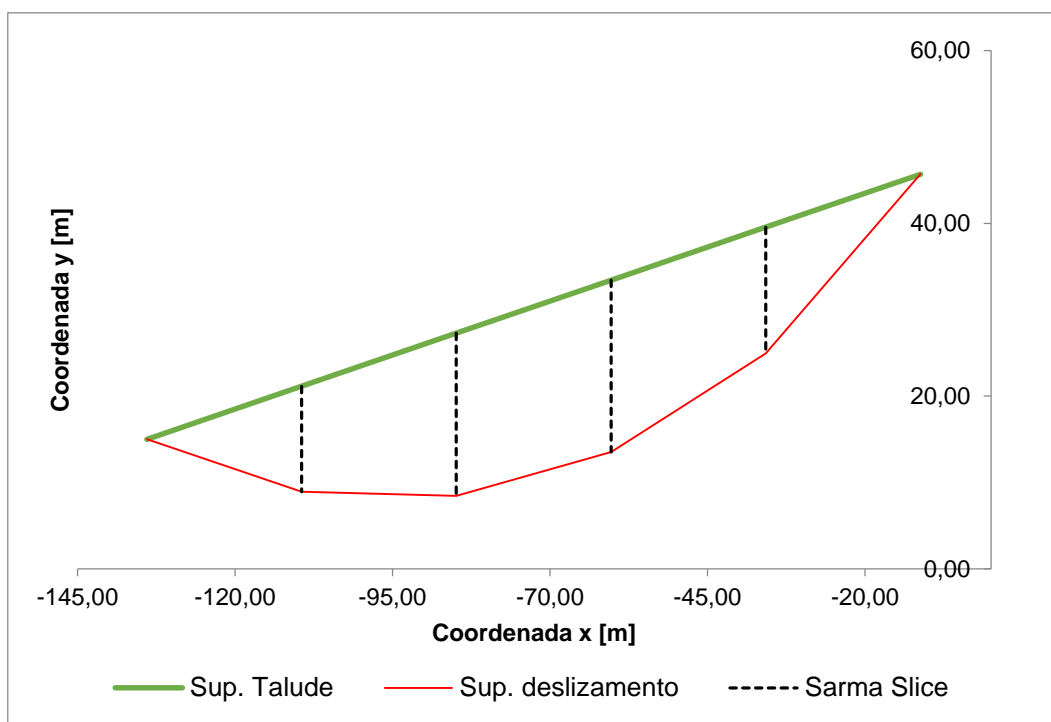


Figura 5.20 - Geometria do talude analisado no Caso de Estudo 4.

As propriedades resistentes e coordenadas adotadas para o problema estão referidas no Quadro 5.165.16.

Quadro 5.16 - Propriedades resistentes e coordenadas adotadas no Caso de Estudo 4.

Ponto	1	2	3	4	5	6
X_T	-133,98	-109,43	-84,87	-60,31	-35,75	-11,19
Y_T	15,00	21,14	27,28	33,43	39,56	45,70
X_B	-133,98	-109,43	-84,87	-60,31	-35,75	-11,19
Y_B	15,00	8,93	8,46	13,51	24,96	45,70
c' [kPa]	12,50	12,50	12,50	12,50	12,50	12,50
ϕ' [°]	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
γ [kN/m ³]	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00

Solução obtida através de programas comerciais para o Caso de Estudo 4

- PROGRAMA GALENA

Recorrendo ao *software* GALENA, determinaram-se os seguintes valores:

$$FS = 2,00$$

$$K_c = 0,241$$

- PROGRAMA SLOPE/W

Procedeu-se a análise de estabilidade do mesmo talude através do programa Slope que, tal como foi anteriormente referido, para uma mesma situação, apresentou dois valores do fator de segurança, em função do equilíbrio de momentos (FS_M) e em função do equilíbrio de forças (FS_F). É importante referir que, ainda que seja escolhido o método de Sarma como método de análise de estabilidade neste programa, o resultado obtido é apenas o valor do fator de segurança. Assim, deve começar por se definir uma ação horizontal K nula, que estará associada ao fator de segurança estático. Assumindo $K = 0$, obteve-se um fator de segurança de:

$$FS = 2,021$$

Pretende em seguida obter-se o valor de K correspondente a uma situação de equilíbrio limite ($FS=1$), ou seja, o valor do K_c . Começa por se admitir um valor de K_c muito próximo do obtido pelo GALENA, e vão-se admitindo pequenos decréscimos sucessivos. Os valores de FS que foram sendo recolhidos consoante a variação de K estão representados no Quadro 5.175.17.

Quadro 5.17 - Valores de FS e K_c obtidos pelo programa comercial SLOPE/W.

FS_M	FS_F	K_c
0,9940	0,9920	0,2400
1,0390	1,0360	0,2200
1,0330	1,0300	0,2226
1,0160	1,0130	0,2300
1,0050	1,0030	0,2350
1,0000	0,9980	0,2370

O processo iterativo mostra que o valor da aceleração crítica é:

$$K_c = 0.2350$$

- PROGRAMA TALUDES

Por fim, recorrendo ao programa Taludes e adotando para a análise de estabilidade o método de Sarma, para este mesmo exemplo, obtiveram-se os seguintes valores:

$$FS = 2.0208$$

$$K_c = 0,2408$$

Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 4

O Quadro 5.185.18 traduz a comparação entre os valores de FS e K_c obtidos neste exemplo.

Quadro 5.18 - Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 4.

Programa	FS	K_c
SLOPE/W	2,0210	0,2350
GALENA	2,0000	0,2410
Taludes_Mv1	2,0208	0,2408

Os programas apresentaram valores bastante aproximados, concluindo-se mais uma vez que a formulação do método de Sarma incluída no programa Taludes facultava valores muitíssimo satisfatórios.

Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 4

- CRITÉRIO 1

Assumindo que as forças N_i atuam segundo o critério 1, obtêm-se para o caso de estudo 3, as configurações das linhas de impulso dispostas na Figura 5.21.

- CRITÉRIO 2

A admissão do critério 2 conduz ao traçado das linhas de impulso representado na Figura 5.22.

- CRITÉRIO 3

Supondo que as forças N_i atuam no ponto médio da base de cada fatia, tal como dita o critério 3, são originadas as linhas de impulso dispostas na Figura 5.23.

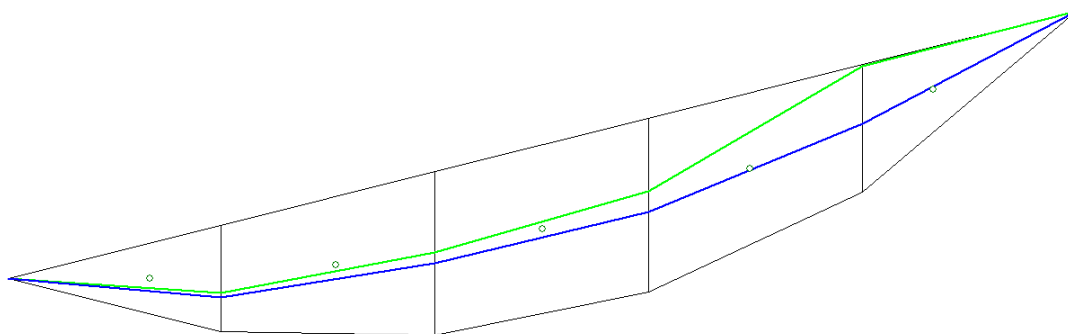


Figura 5.21 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 4 adotando o critério 1.

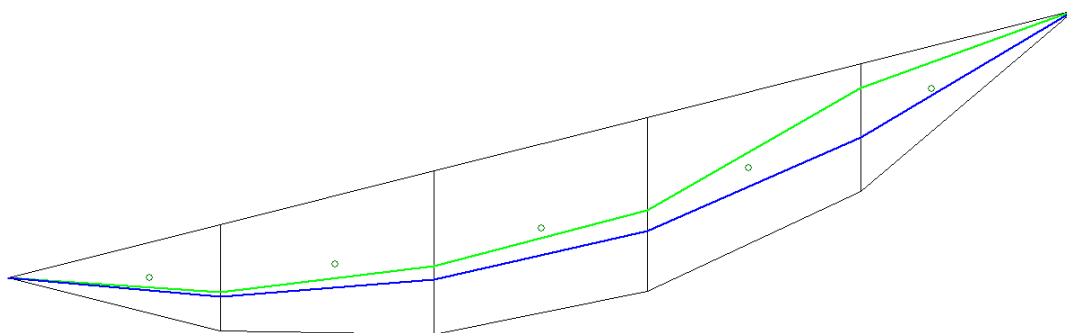


Figura 5.22 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 4 adotando o critério 2.

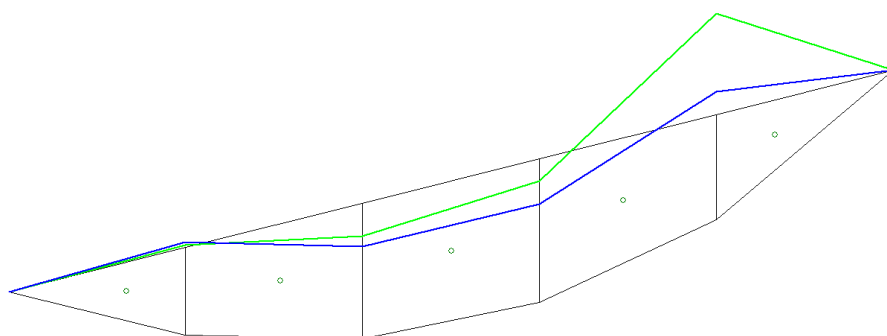


Figura 5.23 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 4 adotando o critério 3.

Como se pode observar a partir da análise das Figuras 5.21 e 5.22, as linhas de impulso correspondentes à adoção dos critérios 1 e 2 mantêm-se no interior da massa deslizante, tendo sempre tendência a aproximar-se do limite superior da massa deslizante no topo do talude para $FS=1$. O mesmo não acontece quando se admite o critério 3 (fig. 5.23), acabando as linhas de impulso por se afastar. Uma hipótese justificativa deste fenómeno, passa pela divisão da massa potencial de deslizamento num número reduzido de fatias. O facto de se admitir uma divisão em apenas cinco fatias, poderá fazer com que os resultados obtidos se tornem aproximados mas ainda um pouco distantes dos reais, ou seja, poderá impedir que seja detetada a verdadeira situação do talude. Olhando para este exemplo como uma malha de elementos finitos, estar-se-ia perante uma malha pouco refinada e, como tal, os resultados obtidos não seriam suficientemente credíveis. Ao se admitir o critério 1, por consequência está a assumir-se que a força N_i atua no primeiro bloco a uma distância l_i de $\frac{2}{3} \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$, nos blocos intermédios no ponto médio da base dos mesmos e, no ultimo bloco a uma distância l_i de $\frac{1}{3} \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$. E, ao admitir-se o critério 2, está a considerar-se que o ponto de aplicação das forças N_i está verticalmente alinhado com a posição do centro de gravidade dos blocos. Uma vez que a massa está dividida em poucos blocos, é de esperar que a posição do centro de gravidade dos blocos trapezoidais não se afaste muito do seu centro, portanto, é natural que nos blocos 2, 3 e 4 a configuração das linhas de impulso admitindo os critérios 1 e 2 seja praticamente igual. Relativamente aos blocos triangulares extremos, admitir o critério 1 ou o critério 2 induz uma disparidade reduzida entre as configurações. Este exemplo simples serve para comprovar que, de facto, a posição do ponto de aplicação das forças N_i na base das fatias, tem influência no traçado

das linhas de impulso, estáticas ou associadas a uma situação de equilíbrio limite. No entanto, esse efeito dilui-se à medida que a divisão em fatias aumenta, pois nesse caso, o primeiro e último blocos, ficariam reduzidos a triângulos cuja área representaria uma porção muito menor da área total do talude.

5.2.5. CASO DE ESTUDO 5

O talude utilizado para este exemplo foi avaliado em termos de estabilidade por Hoek em 1987. Trata-se de um talude rochoso parcialmente submerso contendo uma fundação de areia. Uma vez que o programa *SARMA* não analisa o efeito da água, não será considerado o nível freático. Assim, para efeitos comparativos apenas se utilizam os resultados obtidos pelo programa *GALENA* e pelo programa *SARMA*. A Figura 5.24 representa a geometria do talude analisado no presente exemplo. O Quadro 5.19 diz respeito às coordenadas da superfície do talude e da superfície de deslizamento e aos parâmetros de resistência adotados para as interfaces entre fatias. O Quadro 5.20 traduz os valores das propriedades resistentes adotadas para a base das fatias.

Quadro 5.19 - Propriedades resistentes e principais coordenadas consideradas no Caso de Estudo 5.

Lado nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9
X _T	2,30	10,00	18,00	24,20	31,00	35,50	39,00	40,00	40,40
Y _T	2,00	6,60	11,30	15,00	19,00	19,00	17,00	17,00	17,00
X _B	2,30	10,00	18,00	24,20	31,00	35,50	39,00	40,00	40,40
Y _B	2,00	0,50	1,00	3,20	6,70	10,50	15,00	16,20	17,00
c' [kPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
φ' [°]	0,00	35,00	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	33,00	0,00

Quadro 5.20 - Parâmetros resistentes adotados para os blocos constituintes do talude analisado no Caso de Estudo 5.

Bloco nº	1	2	3	4	5	6	7	8
c' [kPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
φ' [°]	33,00	33,00	33,00	40,00	40,00	40,00	40,00	33,00
γ [kN/m ³]	19,70	19,70	19,70	19,70	19,70	19,70	19,70	19,70

Solução obtida através de programas comerciais para o Caso de Estudo 5

- PROGRAMA *GALENA*

Recorrendo ao *software GALENA*, determinaram-se os seguintes valores:

$$FS = 2,10$$

$$KC = 0,416$$

- PROGRAMA *SARMA*

$$FS = 2,094$$

$$K_c = 0,4157$$

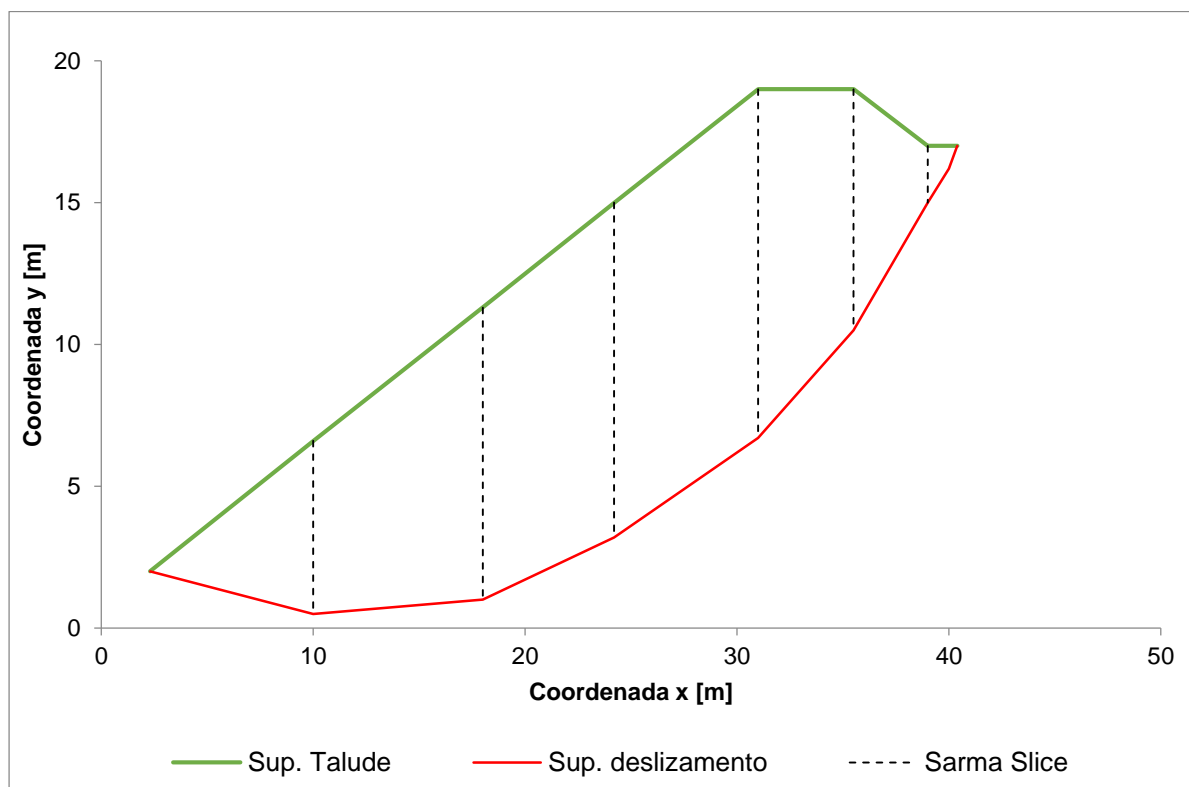


Figura 5.24 - Geometria do talude analisado no Exemplo 5.

Comparação dos valores de FS e K_c obtidos para o Caso de Estudo 5

O Quadro 5.215.21 traduz a comparação entre os valores de FS e K_c obtidos para o Exemplo 4 obtidos através dos programas *GALENA* e *SARMA*.

Quadro 5.21 - Comparação entre os valores obtidos de FS e K_c no Caso de Estudo 4.

Programa	FS	K_c
<i>GALENA</i>	2.100	0.4160
<i>SARMA</i>	2.094	0.4157

A proximidade entre valores é evidente, voltando a comprovar a eficácia e rigor do programa *SARMA* desenvolvido.

Comparação das Linhas de Impulso obtidas para o Caso de Estudo 5

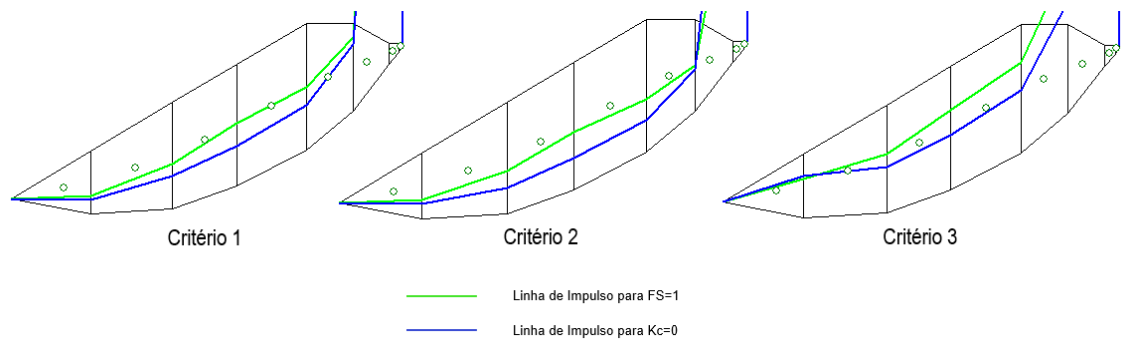


Figura 5.25 - Linhas de impulso obtidas para o caso de estudo 5.

Por observação da Figura 5.25 volta a concluir-se que, independentemente do critério de posição do ponto de aplicação das forças N_i ao longo dos blocos da massa deslizante, o traçado das linhas de impulso encontra-se no exterior do talude numa zona próxima do topo, onde é expectável que se desenvolvam forças de tração. Este problema deveria ser evitado através da inclusão de fendas de tração nos problemas em que ocorre este fenómeno, fazendo com que a linha de deslizamento terminasse antes da fenda. É evidente a influência que as hipóteses adotadas relativamente à posição do ponto de aplicação das forças N_i exercem na configuração da linha de impulso.

6

**TRABALHOS FUTUROS E
CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Os conteúdos abordados ao longo desta dissertação, permitiram uma melhor compreensão das metodologias de análise de estabilidade de taludes existentes, da sua respetiva formulação e algoritmo de cálculo. A bibliografia consultada alerta acerca da importância do estudo desta temática e da evolução que tem sofrido ao longo dos anos, encontrando-se soluções cada vez mais adequadas e devidamente fundamentadas como medidas preventivas ou estabilizadoras. Compreendeu-se também que, apesar dos métodos de equilíbrio limite apresentarem resultados bastante satisfatórios no geral e serem por isso uma ferramenta essencial na análise deste tipo de problema, têm as suas limitações, pois acabam por ser utilizados em situações para as quais não foram concebidos, acabando, por vezes, por apresentar valores um pouco afastados dos reais. No entanto, pode contornar-se esta questão caso se atenda inicialmente às condicionantes existentes em cada caso de estudo. Ou, em alternativa, podem adotar-se outras metodologias computacionais de cálculo que utilizem o método dos elementos finitos, permitindo análises tensão-deformação e a execução de malhas bastante refinadas, gerando resultados muitíssimo fiáveis e permitindo chegar a conclusões devidamente fundamentadas no que toca, por exemplo, à presença de zonas de grande concentração de tensões na malha considerada.

Através da análise dos resultados obtidos no capítulo 5, verificou-se que o método de Sarma é um método estável, uma vez que não necessita de um número significativo de iterações para convergir. Os valores obtidos nos programas comerciais *SLOPE/W* e *GALENA*, não contrastaram com os valores obtidos através das programações realizadas em Fortran (*TALUDES* e *SARMA*), deduzindo-se assim que a programação apresenta resultados satisfatórios e verosímeis.

Um aspeto a salientar reside na possibilidade de dividir a massa deslizando em fatias não verticais. Como foi referido no capítulo 3, a divisão da massa deslizando em fatias, não só no método de Sarma como na totalidade dos métodos de equilíbrio limite, implica a consideração de forças laterais de interação entre fatias, bem como a suposição associada à sua direção. Estas conjecturas são artificiais e podem culminar em resultados pouco plausíveis. O facto de as fatias serem inclinadas dificulta a criação de suposições, motivo pelo qual se consideraram três hipóteses distintas de localização do ponto de aplicação das forças N_i . Os resultados observados da configuração das linhas de impulso fazem crer que existem fendas de tração no topo dos taludes, fenómeno que acaba por ser desvalorizado na bibliografia. Pretendendo-se chegar a resultados próximos dos reais, um possível trabalho futuro seria a incorporação de fendas de tração em dados locais da massa deslizando, exigindo que a superfície de rotura terminasse no ponto onde estaria localizada a fenda.

Para além deste cenário, seria interessante permitir a consideração da ação da água nas massas de solo, introduzindo nos ficheiros de dados as coordenadas associadas à posição do nível freático e encontrando funções que distinguíssem a ação da água na parte seca e molhada de cada bloco.

À semelhança do que se verificou em dissertações anteriores desenvolvidas no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da FEUP, na área da Geotecnia, mais uma vez o programa *TALUDES*, revelou-se bastante eficiente nos resultados obtidos. Porém, pode ainda sofrer alterações no sentido de, entre outras características, incluir nomeadamente as seguintes:

- incorporação de medidas de estabilização de taludes com recurso a pregagens e/ou ancoragens;
- consideração de sobrecargas distribuídas ou pontuais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abril.com – <http://www.abril.com.br/noticias/fotos/deslizamentos-terra-ilha-grande-deixam-dezenas-mortos-523039.shtml?ft=deslizamento-angra-dos-reis-01g.jpg>. Acedido em 28/03/2014
- Chen, Z.Y., Ugai, Keizo. (2008) *Limit equilibrium and finite element analysis - A perspective of recent advances*. Landslides and Engineered Slopes, Chen et al. (eds.), pp. 25-38, Taylor & Francis Group, London.
- Chen, Z.Y. (2008). *Some notes on the upper-bound and Sarma's methods with inclined slices for stability analysis*. Landslides and Engineered Slopes, Chen et al. (eds.), pp. 623-629, Taylor & Francis Group, London.
- Chen, Z. (1999). *The limit analysis for slopes: Theory, methods and applications*. Slope stability Engineering, Yagi, Yamagami & Jiang, pp. 15-29, Balkema, Rotterdam.
- Chowdhury, R.N. (1981). *Stability Analysis of Embankments and Slopes*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, pp. 691-699.
- Clough, R.W. e Woodward, R.J. (1967). *Analysis of embankment stresses and deformations*. J. Soil Mech. e Found. Div., ASCE, 93(4), pp. 529-549.
- Fabrício, J.V. (2006). *Análises Determinísticas de Estabilidade. Análises probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, pp. 20-39.
- Fabrício, J.V. (2006). *Estabilidade de Taludes*. Análises probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contenções. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, pp. 54-68
- Faustino, A.M. (2006). *Método de Newton-Raphson*. Equações não Lineares. Análise Numérica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fernandes, N.F. et al (2001). *Condicionantes Geomorfológicos dos Deslizamentos nas Encostas: Avaliação de metodologias e aplicação de Modelo de previsão de áreas susceptíveis*. Revista Brasileira de Geomorfologia. Vol. 2:1, pp. 51-71.
- Ferreira, J.F. (2012). *Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP.
- Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977). *Comparison of slope stability methods of analysis*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, pp. 429-439.
- Fredlund, D.G., Krahn, J., e Pufahl, D.E. (1981). *The relationship between limit equilibrium slope stability methods*. In Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 3: pp. 409-416.
- Freitas, M.A. (2011). *Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP.
- Galena, Clover Technology, Manual.

- Gerscovich, D.M.S. (2009). *Estabilidade de taludes*. <http://pt.scribd.com/doc/66276545/Estabilidade-de-Taludes-UERJ>. (acedido em 04/03/2014).
- Gerscovich, D.M.S. (2012). *Estabilidade de Taludes*. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- Gouveia, A.G. (s.d.). *Método de Newton-Raphson*. Cálculo Numérico. Colégio de S. Gonçalo, Amarante., pp. 1-5.
- Griffiths, D.V., Lane, P. A. (1999). *Slope stability analysis by finite elements*. Géotechnique 49. No.3. pp. 387-403.
- Hamm, Lou (s.d.). *Sarma method*. GALENA Slope Stability - Analysis methods background, pp. 9-12.
- Hoek, E. (1983). *Strength of jointed rock masses*. Geotechnique, Vol.23:3, pp. 187-223.
- Hoek, E. (1987). *General two-dimensional slope stability analysis*. Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, Brown, E.T., pp.95-128, Allen Unwin, London.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Canadá.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition*. Proceedings of the fifth North American rock mechanics symposium 1, pp. 267–273.
- Hoek, E., Marinos, P. (2000). *Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses*. Tunnels and Tunnelling International. Part 1, pp.7.
- Janbu, N. (1954). *Application of composite slip surface for stability analysis*. Proc. European conf. Stability of earth slopes, Vol. 3, pp. 43-49.
- Janbu, N., Bjerrum, L., Kjaernsli, B. (1956). *Soil mechanics applied to some engineering problems*. Norwegian Geotechnical Institute, Publication 16.
- Jianping Sun , Y. N. Z. Z. (2011). *Comparative study of Sarma's method and the discontinuous deformation analysis for rock slope stability analysis*. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, Vol. 6:4, pp. 293-302.
- Jie, M., Chen, C.Y., Zhang, J.J. (1999). *General Stability of two-dimensional slopes based on Sarma's Method*. International Journal for numerical and analytical methods in Geomechanics. Vol. 23, pp. 413-426.
- Júnior, J.A. Rohlfs (1996). *Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e a sua aplicação à análise de fundações superficiais*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Krahn, J. (2003). The 2001 R.M. Hardy lecture: *The limits of limit equilibrium analyses*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 40, pp. 643-660.
- Lozano, M.H. (2013). *Deslizamentos de Solos e as Chuvas - Soluções de Biogeotecnia*. <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=706>. Acedido em 26/03/2014.

- Marinho, F.A.M. (2010). Conceitos sobre Estabilidade de Taludes. Universidade de São Paulo Escola Politécnica.
- Marques, J.C. (2013). *Estabilidade de taludes - Casos práticos e métodos de análise. 14º Congresso Nacional de Geotecnia (Sociedade Portuguesa de Geotecnia)*, 06/04/2014, Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- Martins, A.G. (2007). *Método de Newton-Raphson*. Cálculo Numérico e Computacional. Universidade Estadual Paulista.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Conceitos e Princípios fundamentais*, Volume 1, 2ª Edição. FEUP Edições, Porto.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos Introdução à Engenharia Geotécnica*, Volume 2. FEUP Edições, Porto.
- Mesquita, V.G. (2013). *Análise determinística e probabilística da estabilidade de blocos em taludes rochosos*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP.
- Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique, Vol 15(1), pp.79-93.
- Nunes, M. (2014). Fendas de tração. Mecânica das Rochas II. Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará.
- Oliveira, R. (2010). *Descontinuidades*. Elementos de consulta da disciplina de Geologia de Engenharia. Universidade Nova de Lisboa.
- Parizzi, M.G. et al (2004). *Chuvas e Escorregamentos de taludes em Belo Horizonte, MG*. Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais (Parizzi, M.G. et al), 27/09/2004, Universidade Federal Santa Catarina, pp. 29-43, Florianópolis.
- Sarma, S.K., Tan, D. (2006). *Determination of critical slip surface in slope analysis*. Geotechnique Vol.56:8, pp. 539-550
- Sarma, S.K., Tan, D. (2008). *Finite element verification of an enhanced limit equilibrium method for slope analysis*. Geotechnique Vol.58:6, pp. 481-487.
- Sarma, S.K. (1973). *Stability analysis of embankments and slopes*. Geotechnique, Vol.23:3, pp. 423-433.
- Sarma, S.K. (1975). *Seismic stability of earth dams and embankments*. Geotechnique, Vol.25:4, pp. 743-761.
- Sarma, S.K. (1979). *Stability analysis of embankments and slopes*. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, pp. 1511-1524.
- Seattle Times – http://seattletimes.com/html/localnews/2023201818_mudslidexml.html. Acedido em 28/04/2014.

Silva, A.F. (2010). *Desenvolvimento de um programa de cálculo automático de estabilidade de taludes pelo método de Correia*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP.

Silva, C.C. (2010). *Estudo de Soluções para Estabilização de uma Grande Fortificação Muralhada sobre Aterros de Grande Altura em Cedência Progressiva*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP.

Silva, J.P. (2011). *Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na análise de estabilidade de taludes*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP.

Silva, M.J. (2013). *Análise de estabilidade de taludes pelo método de Equilíbrio Limite Geral*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP.

Soil Vision - Systems Ltd (2007). *Slope Stability Overview*. pp. 1 -6, Saskatoon, SK, Canada.

Souza, F.T. (2004). *Predição de escorregamentos das encostas do município do Rio de Janeiro através de técnicas de mineração de dados*. Tese de Doutorado em Ciências em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, Vol. 17: pp. 11-26. Tan, D. (2006). *Seismic Slope Safety - Determination of critical slip surface using acceptability criteria*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, University of London.

Teixeira, L.M. (2009). *Estabilidade da Encosta por MEF*. Análise Numérica do Comportamento de um Oleoduto sujeito a Movimentos de Encosta. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, pp. 71-101.

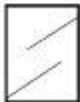





Varnes, D.J. (1978). *Slope movement types and processes*. Landslides: Analysis and Control. Special Report 176, Transportation Research Board, Washington, pp. 11-33.

ANEXOS

Anexo A – Valores do parâmetro m_i para rochas intactas (Hoek e Marinos, 2000).

Rochas	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito Fina
Sedimentares	Clásticas		Conglomerados (21 ± 3) Brechas 19 ± 5)			
	Não Clásticas	Carbonatos	Calcário cristalino (12 ± 3)	Calcário cristalino (10 ± 2)	Calcário micro-cristalino (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporitos		Gesso (8 ± 2)	Anidrito (12 ± 2)	
		Orgânicas				Cré (7 ± 2)
Metamórficas	Não foliadas		Mármore (9 ± 3)	Hornblendas (19 ± 4) Metaarenitos (19 ± 3)	Quartzitos (20 ± 3)	Dolomites 9 ± 3)
	Ligeiramente foliadas		Migmatitos (29 ± 3)	Anfibolites (26 ± 6)	Gneisse (28 ± 5)	
	Foliadas			Xistos (12 ± 3)	Filitos (7 ± 3)	Ardósias (7 ± 4)
Ígneas	Plutónicas	Claras	Granito (32 ± 3)	Diorito (17 ± 4)		
			Granodioritos (29 ± 3)			
		Escuras	Gabro (17 ± 3)	Dolerito (16 ± 5)		
			Norite (20 ± 5)			
	Hipoabissais		Pórfiros Conglomerado (20 ± 5)		Diábase (15 ± 5)	Peridotito (25 ± 5)
	Vulcânicas	Lava		Riolito (25 ± 5) Andesito (25 ± 5)		
Piroclastos		Conglomerado (19 ± 3)	Brecha (19 ± 5)	Turfa (13 ± 5)		

Anexo B – Índice GSI para maciços articulados (Hoek e Marinos, 2000).

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p>SURFACE CONDITIONS</p> <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>				
<p>STRUCTURE</p>		<p>DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
<p>DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES</p> <p>↓</p>	 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A
	 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70			
	 <p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60			
	 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>		50	40		
	 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>			30	20	
	 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A		10	

Anexo C – Programa SARMA desenvolvido no âmbito da dissertação

```

PROGRAM SARMA
C=====
C=  METODO DE SARMA: JCM, JUL.2014                                     =
C=====
      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H, O-Z)
      CHARACTER JNAME*72, PNAME*7, VNAME*11, TITLE(3)*78
      LOGICAL OK, JUMPF, CLOCK
      INTEGER*4 IOCH5
      INTEGER*2 ANO, MES, DIA, HORA, MIN, SEG, I100
C
C*** DEFINICAO DE VARIAVEIS ASSOCIADAS AO DIMENSIONAMENTO DINAMICO
C
      PARAMETER(MBLOC= 100)
C
      DIMENSION XXTOP(MBLOC), YYTOP(MBLOC), XXBOT(MBLOC), YYBOT(MBLOC),
      .          GAMAB(MBLOC), PHIBB(MBLOC), CCCBB(MBLOC), PHISS(MBLOC),
      .          CCCSS(MBLOC), PESOB(MBLOC), ALPHA(MBLOC), DELTA(MBLOC),
      .          SSVAl(MBLOC), EEVAL(MBLOC), PPVAL(MBLOC), AAVAL(MBLOC),
      .          DDVAL(MBLOC), RRVAL(MBLOC), BBVAL(MBLOC), XXXXG(MBLOC),
      .          YYYYG(MBLOC), XFORC(MBLOC), YFORC(MBLOC)
C
      DATA  R0/0.0D0/, R1/1.0D0/, R2/2.0D0/, R3/3.0D0/, R01/0.1D0/
      DATA  TWOPI/6.283185307179586D0/
C
C*** NOME E VERSAO DO PROGRAMA
C
      PNAME='SARMA'
      VNAME='[v.2014.01]'
C
C*** ABERTURA DE CANAIS DE LEITURA E ESCRITA
C
      OK = .FALSE.
      DO WHILE (.NOT.OK)
        WRITE (*, '(A)') ' ===== NOME DO TRABALHO ? '
        READ  (*, '(A)') JNAME
        DO JNAML = 72,1,-1
          IF(JNAME(JNAML:JNAML).NE.' ') EXIT
        END DO
        OPEN (5, FILE=JNAME(1:JNAML)//'.DAT', STATUS='OLD', IOSTAT=IOCH5)
        IF(IOCH5.EQ.0) THEN
          OK = .TRUE.
          OPEN (6, FILE= JNAME(1:JNAML)//'.RES', STATUS='UNKNOWN')
        ELSE
          PAUSE ' =====> TECLE DIR *.DAT PARA VER NOMES DE FICHEIROS '
        END IF
      END DO
C
      WRITE (*, '/2X,31("=")," PROGRAMA SARMA ",30("=")')

```

```

C
C*** ESCRITA DO CABECALHO DO FICHEIRO DE RESULTADOS
C
  CALL GETDAT (ANO, MES, DIA)
  CALL GETTIM (HORA, MIN, SEG, I100)
C
  WRITE (6,9000) PNAME,VNAME,ANO,MES,DIA,HORA,MIN,SEG,
.      JNAME(1:JNAML)//'.DAT',JNAME(1:JNAML)//'.RES',
.      JNAME(1:JNAML)//'.S3D'
9000 FORMAT(1X,78('*'),/1X,44('*'),' PROGRAMA ',A,1X,A,1X,3('*'),
.      /1X,63('*'),1X,I4.4,'.',I2.2,'.',I2.2,1X,3('*'),
.      /1X, 5('*'),' FICHEIRO DE DADOS:',
.      6X,33('*'),3X,I2.2,'.',I2.2,'.',I2.2,1X,3('*'),
.      /1X, 5('*'),1X,A,T77,3('*'),
.      /1X, 5('*'),' FICHEIRO DE RESULTADOS: ',48('*'),
.      /1X, 5('*'),1X,A,T77,3('*'),
.      /1X, 5('*'),' F.DE POS-PROCESSAMENTO: ',48('*'),
.      /1X, 5('*'),1X,A,T77,3('*'))
C
C*** TITULO DO PROBLEMA
C
  WRITE (6,'(1X,78('*'))')
  READ (5,'(A)') (TITLE(I),I=1,3)
  WRITE (6,'(1X,A)')(TITLE(I),I=1,3)
  WRITE (6,'(/1X,78('*'))')
C
C*** GEOMETRIA DOS BLOCOS
C
  READ (5, *) NBLOC,NCRIT
  WRITE (6,900) NBLOC,NCRIT
900 FORMAT(/' *** GEOMETRIA DOS BLOCOS',
.      /' NO.DE BLOCOS = ',I5,
.      /' CRITERIO PARA PONTO DE APLICAÇÃO DE N = ',I5)
C
  WRITE (6,901)
901 FORMAT(/' *** XT')
  READ (5, *) (XXTOP(I),I=1,NBLOC+1)
  WRITE(6,902)(I,XXTOP(I),I=1,NBLOC+1)
902 FORMAT(I7,F10.5)
C
  WRITE (6,903)
903 FORMAT(/' *** YT')
  READ (5, *) (YYTOP(I),I=1,NBLOC+1)
  WRITE(6,902)(I,YYTOP(I),I=1,NBLOC+1)
C
  WRITE (6,904)
904 FORMAT(/' *** XB')
  READ (5, *) (XXBOT(I),I=1,NBLOC+1)
  WRITE(6,902)(I,XXBOT(I),I=1,NBLOC+1)
C
  WRITE (6,905)
905 FORMAT(/' *** YB')
  READ (5, *) (YYBOT(I),I=1,NBLOC+1)
  WRITE(6,902)(I,YYBOT(I),I=1,NBLOC+1)

```

```

C
C*** PROPRIEDADES DOS BLOCOS
C
      WRITE (6,906)
906  FORMAT(/' *** PROPRIEDADES DOS BLOCOS E SUAS BASES',
      .      /' No.  GAMAB  PHIB  COESB')
C
      READ (5, *) (GAMAB(I),PHIBB(I),CCCBB(I),I=1,NBLOC)
      WRITE(6,907)(I,GAMAB(I),PHIBB(I),CCCBB(I),I=1,NBLOC)
907  FORMAT(I7,3F12.5)
C
C*** PROPRIEDADES DOS LADOS DOS BLOCOS
C
      WRITE (6,908)
908  FORMAT(/' *** PROPRIEDADES DOS LADOS DOS BLOCOS',
      .      /' No.  PHIS  COESS')
C
      READ (5, *) (PHISS(I),CCCCSS(I),I=1,NBLOC)
      WRITE(6,909)(I,PHISS(I),CCCCSS(I),I=1,NBLOC)
909  FORMAT(I7,2F12.5)
C
C*** CONVERSAO PARA RADIANS
C
      FACTR = TWOPI/360.0D0
      DO I = 1,NBLOC
          PHIBB(I) = PHIBB(I)*FACTR
          PHISS(I) = PHISS(I)*FACTR
      END DO
C
C*** AREA, PESO E CENTRO DE GRAVIDADE DOS BLOCOS
C
      WRITE (6,910)
910  FORMAT(/' *** AREA, PESO E C. DE GRAVIDADE DOS BLOCOS',
      .      /' No.  AREA  PESO  XG  YG')
C
      DO I = 1,NBLOC
          X1 = XXTOP(I+1)-XXBOT(I)
          Y1 = YYTOP(I+1)-YYBOT(I)
          X2 = XXTOP(I)-XXBOT(I+1)
          Y2 = YYTOP(I)-YYBOT(I+1)
          AREAB = DABS(X1*Y2-X2*Y1)/R2
          PESOB(I) = AREAB*GAMAB(I)
          X3= XXTOP(I)-XXTOP(I+1)
          Y3 = YYTOP(I)-YYTOP(I+1)
          AREA1 = DABS(X1*Y3-X3*Y1)/R2
          X4= XXBOT(I+1)-XXTOP(I+1)
          Y4 = YYBOT(I+1)-YYTOP(I+1)
          AREA2 = DABS(X1*Y4-X4*Y1)/R2
          XG1=(XXBOT(I)+XXTOP(I+1)+XXTOP(I))/R3
          YG1=(YYBOT(I)+YYTOP(I+1)+YYTOP(I))/R3
          XG2=(XXBOT(I)+XXTOP(I+1)+XXBOT(I+1))/R3
          YG2=(YYBOT(I)+YYTOP(I+1)+YYBOT(I+1))/R3
          XXXXG(I) = XG1+(XG2-XG1)*AREA2/(AREA1+AREA2)
          YYYYG(I) = YG1+(YG2-YG1)*AREA2/(AREA1+AREA2)
          WRITE(6,911) I,AREAB,PESOB(I),XXXXG(I),YYYYG(I)
      END DO
911  FORMAT(I7,2F10.2,1P,2E14.6)
C
      CALL PLOTS (JNAME, JNAML, PNAME, VNAME, XFORC, YFORC,

```

```

.          XXTOP, YYTOP, XXBOT, YYBOT, MBLOC, NBLOC,
.          XXXXG, YYYYG, RKAPA, FSVAL,  0)
C
C*** ANGULO DA BASE DOS BLOCOS
C
      WRITE (6,912)
912  FORMAT(/' *** ANGULO DA BASE DOS BLOCOS',
.         /'  No.  ANGULO')
C
      DO I = 1,NBLOC
        DELTX = XXBOT(I+1)-XXBOT(I)
        DELTY = YYBOT(I+1)-YYBOT(I)
        IF(DELTX.EQ.R0) THEN
          ALPHA(I) = TWOPI/R2/R2*SIGN(R1,DELTY)
        ELSE
          ALPHA(I) = ATAN(DELTY/DELTX)
        END IF
        ALFAG = ALPHA(I)/FACTR
        WRITE(6,902) I,ALFAG
      END DO
C
C*** ANGULO DO LADO DOS BLOCOS
C
      WRITE (6,913)
913  FORMAT(/' *** ANGULO DO LADO DOS BLOCOS',
.         /'  No.  ANGULO')
C
      DO I = 1,NBLOC
        DELTH = XXTOP(I)-XXBOT(I)
        DELTV = YYTOP(I)-YYBOT(I)
        IF(DELTV.EQ.R0.AND.DELTH.EQ.R0) THEN
          DELTA(I) = R0
        ELSEIF(DELTV.EQ.R0) THEN
          DELTA(I) = TWOPI/R2/R2*SIGN(R1,DELTH)
        ELSE
          DELTA(I) = ATAN(DELTH/DELTV)
        END IF
        DELTG = DELTA(I)/FACTR
        WRITE(6,902) I,DELTG
      END DO
C
C*** INICIALIZACAO
C
      WRITE(6,914)
914  FORMAT(/' *** CALCULO DE Kc E Fs')
C
      FSVAL = R1
      DFSVL = R01
      RKAPA = R1
      TOLKC = 1.D-9
      IITER = 0
C
C*** INCREMENTACAO DE Fs
C
      DO WHILE (DABS(RKAPA).GT.TOLKC.AND.DABS(DFSVL).GT.TOLKC.
.             AND.IITER.LT.10)
        IITER = IITER+1
C
C*** FATORES AUXILIARES

```

```

C
  DO I = 1, NBLOC
    DLXTB = XXTOP(I)-XXBOT(I)
    DLYTB = YYTOP(I)-YYBOT(I)
    DDVAL(I) = DSQRT(DLXTB*DLXTB+DLYTB*DLYTB)
    SSVAL(I) = CCCSS(I)/FSVAL*DDVAL(I)
  END DO

C
  DO I = 1, NBLOC
    BBVAL(I) = XXBOT(I+1)-XXBOT(I)
    COSAL = DCOS(ALPHA(I))
    RRVAL(I) = CCCBB(I)/FSVAL*BBVAL(I)/COSAL
    FIBBI = DATAN(DTAN(PHIBB(I))/FSVAL)
    FIBAI = FIBBI-ALPHA(I)
    FISSI = DATAN(DTAN(PHISS(I))/FSVAL)
    FISDI = FISSI-DELTA(I)
    FISSJ = DATAN(DTAN(PHISS(I+1))/FSVAL)
    FISDJ = FISSJ-DELTA(I+1)
    COSSI = DCOS(FISSI)
    COSSJ = DCOS(FISSJ)

C
    EEVAL(I) = DCOS(FIBAI+FISDI)*COSSJ/DCOS(FIBAI+FISDJ)/COSSI
    PPVAL(I) = PESOB(I)*DCOS(FIBAI)*COSSJ/DCOS(FIBAI+FISDJ)
    AAVAL(I) = (PESOB(I)*DSIN(FIBAI)+RRVAL(I)*DCOS(FIBBI)+
      .           SSVAL(I+1)*DSIN(FIBAI-DELTA(I+1))-
      .           SSVAL(I)*DSIN(FIBAI-DELTA(I)))*COSSJ
      .           /DCOS(FIBAI+FISDJ)
  END DO

C
C*** CALCULO DE Kc
C
  RNUME = AAVAL(NBLOC)
  DENOM = PPVAL(NBLOC)
  FACTR = EEVAL(NBLOC)
  DO I = NBLOC-1,1,-1
    RNUME = RNUME+AAVAL(I)*FACTR
    DENOM = DENOM+PPVAL(I)*FACTR
    FACTR = FACTR*EEVAL(I)
  END DO
  RKAPA = RNUME/DENOM

C
C*** NEWTON-RAPHSON APROXIMADO
C
  FSOLD = FSVAL
  IF(IITER.EQ.1) THEN
    RKOLD = RKAPA
  ELSE
    DKAPA = RKAPA-RKOLD
    RKOLD = RKAPA
    DFSVL = -RKAPA/(DKAPA/DFSVAL)
  END IF
  FSVAL = FSVAL+DFSVAL
  WRITE (6,915) IITER,FSOLD,RKAPA,DKAPA,DFSVAL,FSVAL
915  FORMAT(3X,' I= ',I2,' FSOLD= ',1PE13.6,
  .           ' KH= ',E13.6,' DKH= ',E13.6,' DFSVL= ',E13.6,
  .           ' FSVAL= ',E13.6)
  IF(IITER.EQ.1)
  .   CALL IMPULS(RKAPA, FSOLD, NBLOC, AAVAL, PPVAL, ALPHA,
  .               EEVAL, PHISS, PHIBB, CCCSS, CCCBB, DDVAL,

```

```
.      PESOB, DELTA, RRVAL, XXXXG, YYYYG, MBLOC,  
.      BBVAL, XXBOT, YYBOT, XFORC, YFORC, NCRIT,  
.      JNAME, JNAML, PNAME, VNAME)  
END DO  
CALL IMPULS(RKAPA, FSVAL, NBLOC, AVAL, PPVAL, ALPHA,  
.      EEVAL, PHISS, PHIBB, CCCSS, CCCBB, DDVAL,  
.      PESOB, DELTA, RRVAL, XXXXG, YYYYG, MBLOC,  
.      BBVAL, XXBOT, YYBOT, XFORC, YFORC, NCRIT,  
.      JNAME, JNAML, PNAME, VNAME)  
C  
  
STOP  
END
```

Anexo D – Rotina “IMPULS” incorporada no programa SARMA

```

      SUBROUTINE IMPULS (RKAPA, FSVAL, NBLOC, AVAL, PPVAL, ALPHA,
      .                  EEVAL, PHISS, PHIBB, CCCSS, CCCBB, DDVAL,
      .                  PESOB, DELTA, RRVAL, XXXXG, YYYYG, MBLOC,
      .                  BBVAL, XXBOT, YYBOT, XFORC, YFORC, NCRIT,
      .                  JNAME, JNAML, PNAME, VNAME)
C*****
C
C***  CALCULA A LINHA DE IMPULSO
C
C**** 2014.07.14 * JCM *****
      IMPLICIT DOUBLE PRECISION (A-H, O-Z)
      CHARACTER JNAME*72, PNAME*7, VNAME*11
      DIMENSION XXBOT(MBLOC), YYBOT(MBLOC), XXXXG(MBLOC), YYYYG(MBLOC),
      .          DDVAL(MBLOC), PHIBB(MBLOC), CCCBB(MBLOC), PHISS(MBLOC),
      .          CCCSS(MBLOC), PESOB(MBLOC), ALPHA(MBLOC), DELTA(MBLOC),
      .          EEVAL(MBLOC), PPVAL(MBLOC), AVAL(MBLOC), RRVAL(MBLOC),
      .          BBVAL(MBLOC), XFORC(MBLOC), YFORC(MBLOC)
C
      DATA    R0/0.0D0/, R1/1.0D0/, R2/2.0D0/, R3/3.0D0/, R01/0.1D0/
C
      WRITE (6,500) RKAPA,FSVAL
500  FORMAT(/' *** Kc = ',1PE13.7,' *** Fs = ',E13.7)
C
C***  CICLO SOBRE OS BLOCOS
C
      WRITE (6,600)
      FXLFT = R0
      FELFT = R0
      ZZZZI = R0
      XFORC(1) = XXBOT(1)
      YFORC(1) = YYBOT(1)
      DO I = 1,NBLOC
C
C***  CALCULO DE X, E, N e S
C
      FIBBI = DATAN(DTAN(PHIBB(I))/FSVAL)
      FERGT = AVAL(I)-PPVAL(I)*RKAPA+FELFT*EEVAL(I)
      FXRGT = (FERGT*DTAN(PHISS(I+1))+CCCSS(I+1)*DDVAL(I+1))/FSVAL
      FWWWW = PESOB(I)
      FNNNN = (FWWWW+FXRGT*DCOS(DELTA(I+1))-FXLFT*DCOS(DELTA(I))-
      .        FERGT*DSIN(DELTA(I+1))+FELFT*DSIN(DELTA(I))-
      .        RRVAL(I)*DSIN(ALPHA(I)))*DCOS(FIBBI)/
      .        DCOS(FIBBI-ALPHA(I))
      FSSSS = FNNNN*DTAN(FIBBI)+RRVAL(I)
C
C***  LINHA DE IMPULSO
C
      RLBAS = BBVAL(I)/DCOS(ALPHA(I))
      IF(NCRIT.EQ.1) THEN
        IF(I.EQ.1) THEN
          RLLLI = RLBAS*R2/R3
        ELSEIF(I.EQ.NBLOC) THEN
          RLLLI = RLBAS/R3
        ELSE
          RLLLI = RLBAS/R2
        END IF
      ELSEIF(NCRIT.EQ.2) THEN
        RLLLI = (XXXXG(I)-XXBOT(I))/DCOS(ALPHA(I))
      ELSEIF(NCRIT.EQ.3) THEN
        RLLLI = RLBAS/R2
      ELSE
        WRITE (6,550) NCRIT

```

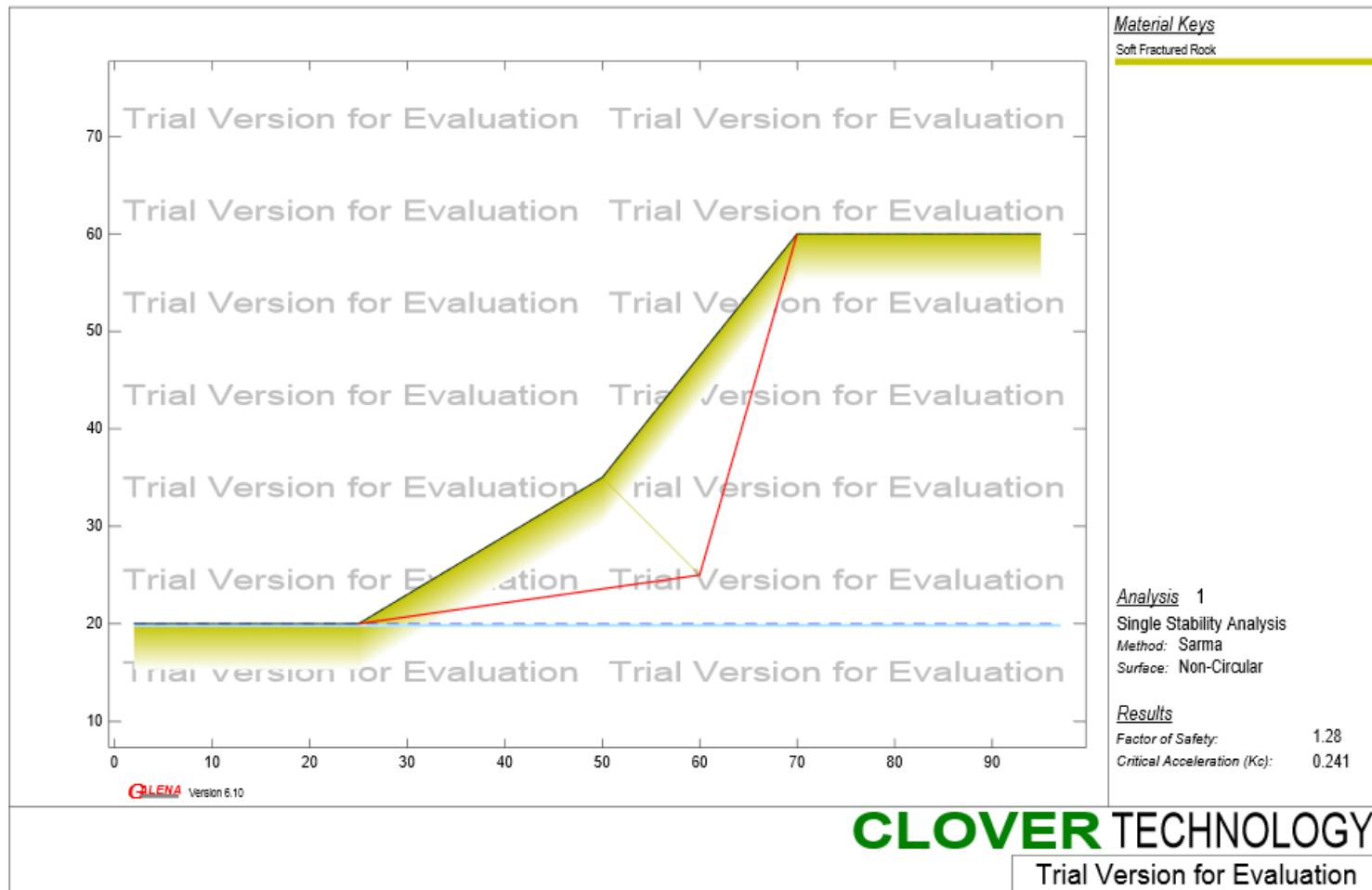


```

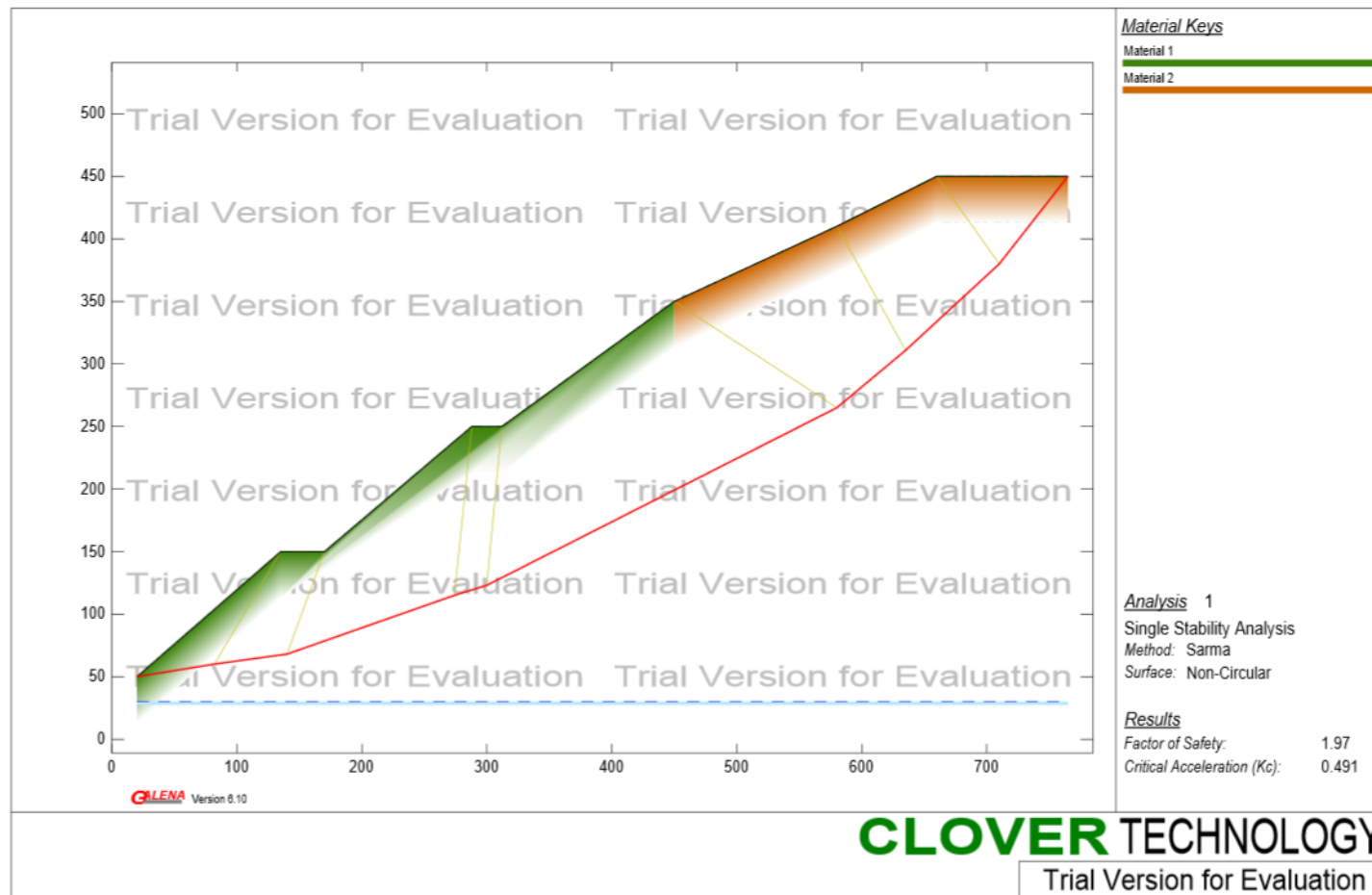
        STOP
    END IF
550  FORMAT(/' *** STOP na rotina IMPULS - NCRIT =',I5)
C
    DELAL = DELTA(I+1)+ALPHA(I)
    ZZZZJ = R0
    IF(I.NE.NBLOC)
        .   ZZZZJ =(FWWWW*(XXXXG(I)-XXBOT(I)-RKAPA*(YYYYG(I)-YYBOT(I)))-
        .           FNNNN*RLLI+FXRGT*RLBAS*DCOS(DELAL)+FELFT*ZZZZI-
        .           FERGT*RLBAS*DSIN(DELAL))/FERGT
        XFORC(I+1) = XXBOT(I+1)+ZZZZJ*DSIN(DELTA(I+1))
        YFORC(I+1) = YYBOT(I+1)+ZZZZJ*DCOS(DELTA(I+1))
C
c*** VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO DA FATIA
C
    RSIDX = FELFT*DCOS(DELTA(I))+FXLFT*DSIN(DELTA(I))-RKAPA*FWWWW-
        .   FNNNN*DSIN(ALPHA(I))+FSSSS*DCOS(ALPHA(I))-
        .   FERGT*DCOS(DELTA(I+1))-FXRGT*DSIN(DELTA(I+1))
    RSIDY =-FWWWW-FELFT*DSIN(DELTA(I))+FXLFT*DCOS(DELTA(I))+
        .   FNNNN*DCOS(ALPHA(I))+FSSSS*DSIN(ALPHA(I))+
        .   FERGT*DSIN(DELTA(I+1))-FXRGT*DCOS(DELTA(I+1))
    RSIDM =-FELFT*ZZZZI+FNNNN*RLLI+RKAPA*FWWWW*(YYYYG(I)-YYBOT(I))
        .   -FWWWW*(XXXXG(I)-XXBOT(I))-FXRGT*RLBAS*DCOS(DELAL)+
        .   FERGT*(ZZZZJ+RLBAS*DSIN(DELAL))
C
    WRITE (6,700) I,FXLFT,FELFT,FXRGT,FERGT,FWWWW,FNNNN,FSSSS,
        .   XFORC(I),YFORC(I),RSIDX,RSIDY,RSIDM
    FXLFT = FXRGT
    FELFT = FERGT
    ZZZZI = ZZZZJ
    END DO
    WRITE (6,750) XXBOT(NBLOC+1),YYBOT(NBLOC+1)
    WRITE (6,800)
600  FORMAT(/'**** BLOCO   X1     E1     X2     E2'
        .   '      W      N      S      XL'
        .   '      YL      Rx      Ry'
        .   '      Rm'
        .   /' ',155('='))
700  FORMAT(2X,I5,1P,7E11.3,0P,5E15.7)
750  FORMAT(84X,2E15.7)
800  FORMAT(/)
C
    CALL PLOTS (JNAME, JNAML, PNAME, VNAME, XFORC, YFORC,
        .   XXTOP, YYTOP, XXBOT, YYBOT, MBLOC, NBLOC,
        .   XXXXG, YYYYG, RKAPA, FSVAL, 1)
C
    RETURN
    END

```

Anexo E – Resultados obtidos pelo software GALENA – Caso de Estudo 1



Anexo F – Resultados obtidos pelo software GALENA – Caso de Estudo 2.

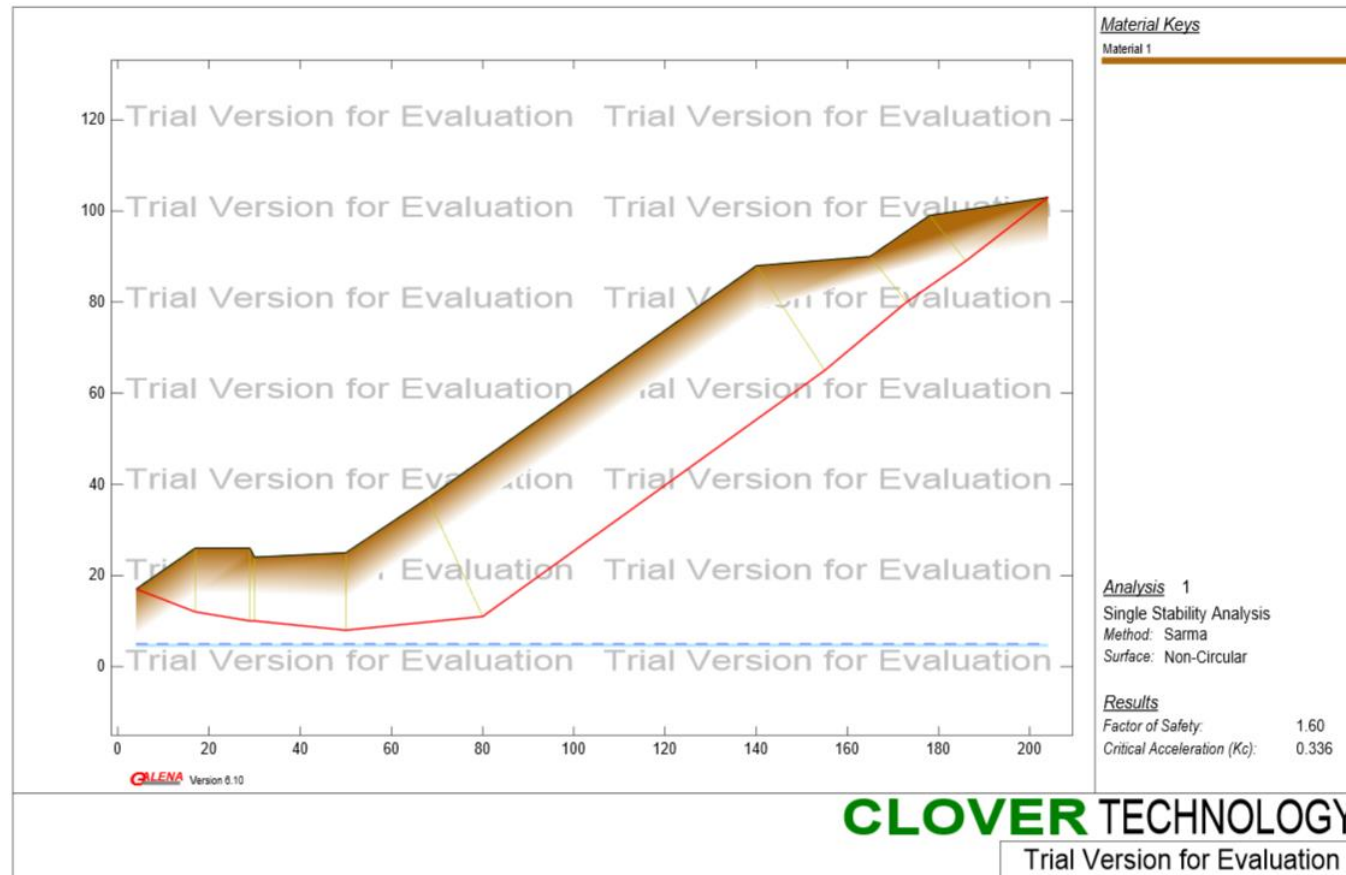


ANEXO G – Dados correspondentes ao Caso de Estudo 3 (Hoek, 1987).**Table 3.2** Analysis of the stability of an open pit coal mine slope (Fig. 3.9): Sarma non-vertical slice analysis.

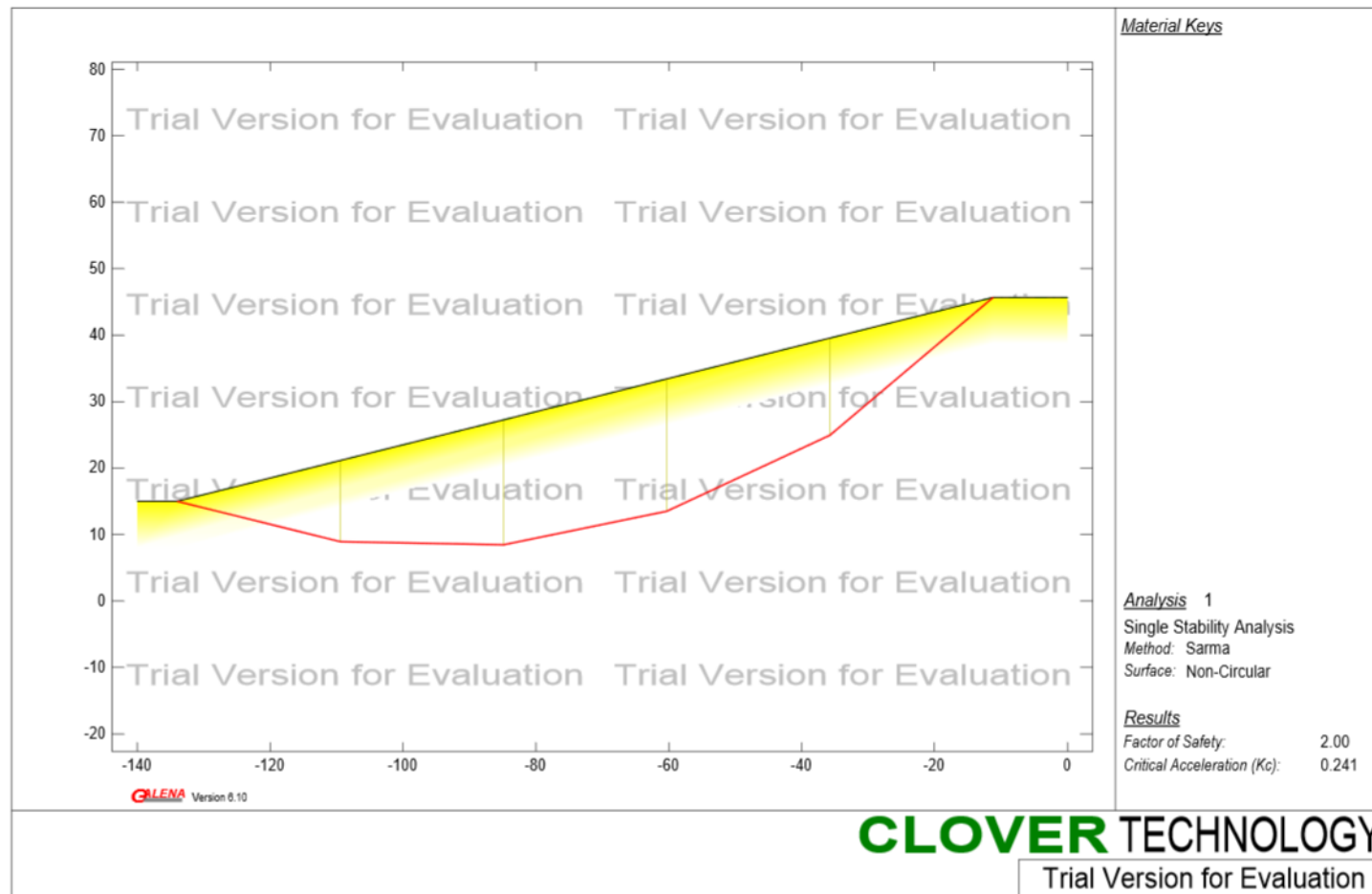
Analysis no. 2: open pit coal mine slope with tuff overlying coal seam
Unit weight of water = 1

Side number	1	2	3	4	5	6
coordinate XT	4.00	17.00	29.00	30.00	50.00	68.00
coordinate YT	17.00	26.00	26.00	24.00	25.00	37.00
coordinate XW	4.00	17.00	29.00	30.00	50.00	70.00
coordinate YW	17.00	23.00	22.00	22.00	24.00	33.00
coordinate XB	4.00	17.00	29.00	30.00	50.00	80.00
coordinate YB	17.00	12.00	10.00	10.00	8.00	11.00
friction angle	0.00	30.00	30.00	30.00	30.00	18.00
cohesion	0.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.00
Slice number	1	2	3	4	5	6
rock unit weight	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
friction angle	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
cohesion	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
force T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
angle θ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Effective normal stresses						
base	29.91	37.07	22.52	29.22	44.54	27.92
side	0.00	23.69	41.25	48.08	60.63	63.72
Side number	7	8	9	10		
coordinate XT	140.00	165.00	178.00	204.00		
coordinate YT	88.00	90.00	99.00	103.00		
coordinate XW	146.00	166.00	180.00	204.00		
coordinate YW	80.00	89.00	96.00	103.00		
coordinate XB	155.00	173.00	186.00	204.00		
coordinate YB	65.00	80.00	89.00	103.00		
friction angle	18.00	18.00	18.00	0.00		
cohesion	0.00	0.00	0.00	0.00		
Slice number	7	8	9			
rock unit weight	2.10	2.10	2.10			
friction angle	30.00	30.00	30.00			
cohesion	2.00	2.00	2.00			
force T	0.00	0.00	0.00			
angle θ	0.00	0.00	0.00			
Effective normal stresses						
base	18.89	11.90	6.64			
side	14.41	11.11	3.25			
Acceleration K_c	= 0.1008					
Factor of safety	= 1.17					

Anexo H – Resultados obtidos pelo software GALENA - Caso de Estudo 3.



Anexo I – Resultados obtidos pelo software GALENA – Caso de Estudo 4



Anexo J – Resultados obtidos pelo software GALENA – Caso de Estudo 5

